

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

Band: 2 (1936)

Rubrik: Ilc. Anwendung von hochwertigem Stahl

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.11.2024

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

II c

Anwendung von hochwertigem Stahl.

Utilisation des aciers à haute résistance.

Use of high-tensile steel.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc 1

Beispiele für die Anwendung von hochwertigem Baustahl bei Plattenträgern aus Eisenbeton.

Exemples d'application de l'acier à haute résistance dans les systèmes en dalles de béton armé.

Examples of the Application of High Tensile Steel in Reinforced Concrete Slabs.

Dr. Ing. H. Olsen,
München.

Die bisherige Entwicklung der Eisenbetonbauweise im Brückenbau befaßte sich fast ausschließlich mit der konstruktiven Ausgestaltung von Bogen- und Balkenträgern. Die heute mögliche wesentliche Verbesserung der Festigkeits-eigenschaften des Betons und die Herstellung von Baustahl mit hoher Streckgrenze, sowie das Bestreben, beide hochwertigen Baustoffe gleichmäßig auszunutzen, dürfte nunmehr auch zu einer konstruktiven Weiterentwicklung der Plattenträger beitragen. Diese bieten überdies den Vorteil, daß sie einfache und klare statische Verhältnisse schaffen, nachdem im allgemeinen die Biegemomente nur in einer Richtung auftreten. Außerdem wird die Schalungsarbeit sowie das Verlegen der Bewehrung und die Verarbeitung des Betons wesentlich vereinfacht. Auch weisen plattenförmige Bauteile infolge der breiten Betonzone im Zugbereich eine wesentlich größere Rissesicherheit auf als die schmalen Rippen von Plattenbalken.

Die sich für Plattenträger bei einer Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen ergebenden Konstruktionsmöglichkeiten werden nachstehend an einigen praktischen Beispielen gezeigt. Die behandelten Brückenbauwerke wurden beim Ausbau des östlichen Teiles der Deutschen Alpenstraße im Frühjahr und Sommer 1936 nach Entwürfen des Verfassers erstellt.

Fig. 1 zeigt eine über drei Öffnungen von je 12,4 m Spannweite als Gerberträger ausgebildete Eisenbetonplatte von 8,5 m Fahrbahnbreite. Die Pfeiler und Widerlager bilden mit der Straßenachse einen schiefen Winkel. Die geringe Plattenstärke von 0,60 m in der Randzone und 0,68 m in der Straßenachse zeigt, inwieweit es durch die Verwendung von hochwertigen Baustoffen möglich ist, die Bauhöhe zu beschränken. Im vorliegenden Falle wurde für ein Mischungsverhältnis von 300 kgZ/cbm unter Verwendung von normalem Portlandzement bei einer im Alter von 28 Tagen nachgewiesenen Würfelfestigkeit des Baubetons von 405 und 513 kg/cm² eine zulässige Betondruckspannung bis zu 70 kg/cm² und bei Verwendung von Rundeisen aus Baustahl St. 52 eine zulässige

Eisenspannung von 1500 kg/cm^2 in Rechnung gestellt. Es wurden die Regellasten der Brückenklasse I der deutschen Vorschriften berücksichtigt. Dabei wurde die Last einer 24 t Dampfwalze zusammen mit der Last eines 12 t Lastkraftwagens gleichmäßig auf zwei Fahrbahnbreiten von insgesamt 5,0 m verteilt und die Stoßzahl $\varphi = 1,4$ in Rechnung gestellt.

Die in Richtung der Brückenachse verlegte Bewehrung geht aus Fig. 1 hervor. Bei einem Größtmoment in Feldmitte der Außenfelder von $51,7 \text{ mt/m}$ und von $50,3 \text{ mt/m}$ über den Stützen wurden je Breitereinheit für $\sigma = 70/1500 \text{ kg/cm}^2$ jeweils 9 Rundeisen mit 30 mm Durchmesser eingebaut. Die Einhängplatte im Mittelfeld erhielt bei 6,4 m Stützweite und einem Größtmoment von $20,3 \text{ mt/m}$

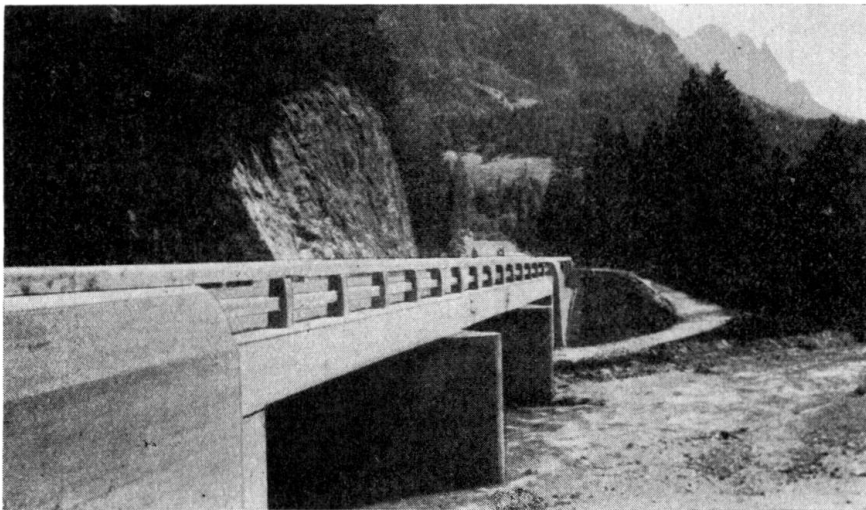


Fig. 2.

für $\sigma = 42/1500 \text{ kg/cm}^2$ eine Bewehrung von 7 Rundeisen mit 22 mm Durchmesser.

Aus Fig. 2 geht hervor, daß die Brücke in zügiger Linienführung den Fluß überspannt. Die Verwendung eines auf Eisenbetonpfosten ruhenden Holzgeländers hebt eindrucksvoll die architektonische Gesamtwirkung des Bauwerkes. Den Abschluß des Geländers bilden die massiven Brüstungen auf den Flügelmauern.

Fig. 3 zeigt eine weitere über drei Öffnungen von je 11,5 m Spannweite als Gerberträger ausgebildete Eisenbetonplatte von 8,5 m Fahrbahnbreite. Auch bei dieser Brücke bilden Pfeiler und Widerlager mit der Straßenachse einen schiefen Winkel. Die Fahrbahnplatte ist mit 1,5 % quergeneigt und gleichmäßig 60 cm stark.

Die Platte wurde ebenfalls mit Rundeisen aus Baustahl St. 52 bewehrt, für den eine Beanspruchung bis zu 1800 kg/cm^2 zugelassen wurde. Maßgebend für diese Zulassung war u. a. die sich aus den Dresdener Versuchen ergebende Tatsache der wesentlich größeren Rissesicherheit der Platten gegenüber den Plattenbalken sowie der ausreichenden Bruchsicherheit. Bei den Stuttgarter Dauerversuchen mit hochwertigem Baustahl wurde überdies der Beweis erbracht, daß die zulässige Stahlspannung von 1800 kg/cm^2 bei Platten auch für bewegte

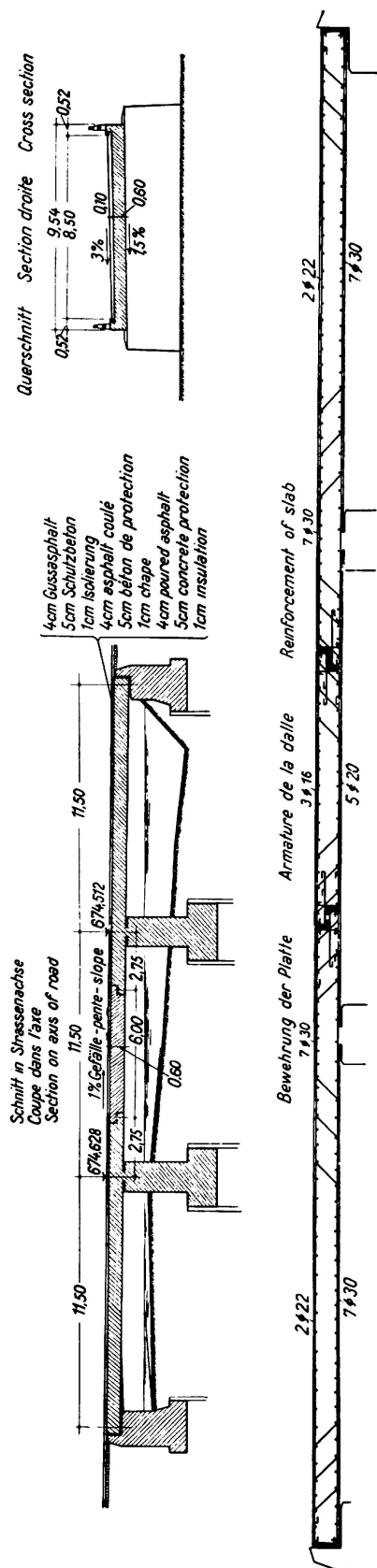


Fig. 3,

Traunbrücke Hinterpoint,

Lasten zutreffend gewählt ist, wenn der eingebaute Beton eine Würfestigkeit von mindestens 225 kg/cm^2 aufweist.

Mit den Regellasten der Brückenklasse I ergab sich die in Fig. 3 dargestellte Bewehrung. Bei einem Größtmoment in Feldmitte der Außenfelder von 47,0 mt und von 45,5 mt über den Stützen wurden jeweils 7 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser verlegt. Die Querschnittsbeanspruchungen betragen dabei $\sigma = 74/1800$ und $71/1680 \text{ kg/cm}^2$. Die Einhängplatte im Mittelfeld von 6,0 m Stützweite erhielt bei einem Größtmoment von 18,8 mt eine Bewehrung von 5 Rundeseisen mit 20 mm Durchmesser für $\sigma = 77/1800 \text{ kg/cm}^2$. Die nachgewiesene Würfestigkeit des Baubetons betrug bei einem M.V. von 300 kg Z/cbm und bei Verwendung von normalem Portlandzement im Alter von 28 Tagen 661 kg/cm^2 . Diese außergewöhnlich hohe Würfestigkeit zeigt ebenso wie die oben angeführten Würfestigkeiten, mit welcher besonderen Sorgfalt die Betonauflbereitung bei den Bauwerken der Deutschen Alpenstraße durchgeführt wird. Es wurde deshalb die Verwendung von Stahleinlagen mit 30 mm Durchmesser zugelassen und mittels entsprechender Endhaken für eine kräftige Verankerung im Beton gesorgt.

Aus Fig. 4 geht hervor, daß sich das Bauwerk in die Landschaft einpaßt.

Bei rahmenartiger Ausbildung der Plattenträger läßt sich die Konstruktionshöhe wesentlich einschränken. Fig. 5 zeigt einen Zweigelenkplattenrahmen von 10,6 m Spannweite und einer mittleren Stielhöhe von 3,25 m. Die Plattenstärke des Riegels beträgt in der Randzone 0,33 m und in der Straßenachse 0,46 m, die Dicke des Stieles 0,60 m. Der Rahmen wurde mit Rundeseisen aus Baustahl St. 52 bewehrt, für den ebenfalls eine Beanspruchung von 1800 kg/cm^2 zugelassen wurde.

Fig. 6 zeigt die Bewehrung des Rahmens. Bei einem Größtmoment in Riegelmitte von 17,9 mt/m und der zugehörigen Normalkraft von 5,5 t werden bei Inrechnungstellung der zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 75/1800 \text{ kg/cm}^2$ 10 Rundeseisen mit 20 mm Durchmesser benötigt. Beim Einbinden des Riegels im Stiel

sind für das Größtmoment von -21 mt/m und für $\sigma = 50/1800 \text{ kg/cm}^2$ 8 Rundeseisen mit 20 mm Durchmesser erforderlich. Im oberen Teile des Stieles wird für $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$ eine Bewehrung von 7 und in Stielmitte eine solche von 4 Rundeseisen mit 20 mm Durchmesser benötigt.

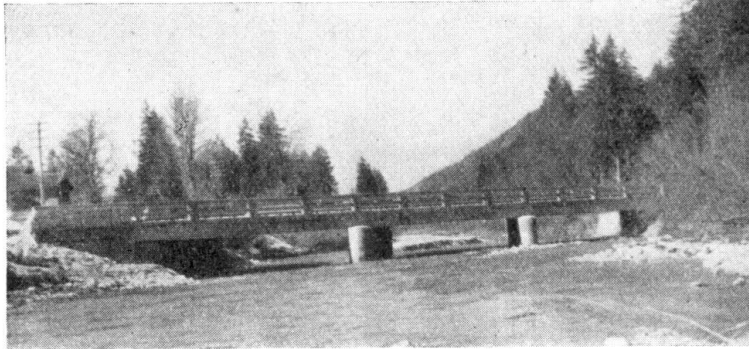


Fig. 4.

Fig. 7 zeigt die fertige Brücke. Die äußere Gestaltung ergab sich lediglich aus den statischen Erfordernissen.

Die entsprechende Ausnützung der besonderen Festigkeitseigenschaften von hochwertigem Beton ermöglicht es auch bei erheblich größeren Spannweiten

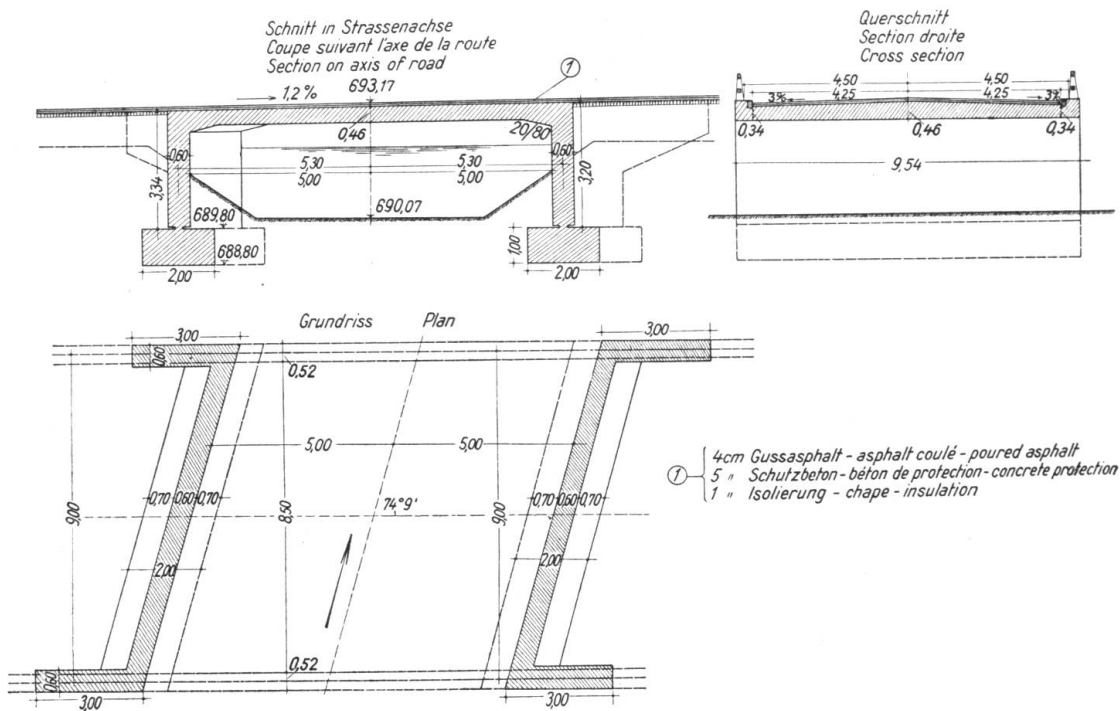


Fig. 5.

Brücke über dem Großwaldbach.

Plattenbrücken auszuführen. Bei gleichzeitiger Verwendung von hochwertigem Baustahl läßt sich dabei durch die weitgehende Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Eisenspannungen der Eisenbedarf weitgehend verringern.

Die bei den vorstehenden Brückenbauwerken in Deutschland wohl erstmalig vorgenommene Inrechnungstellung einer zulässigen Eisenspannung von 1800 kg/cm^2 geht über den Rahmen der gegenwärtig gültigen Vorschriften

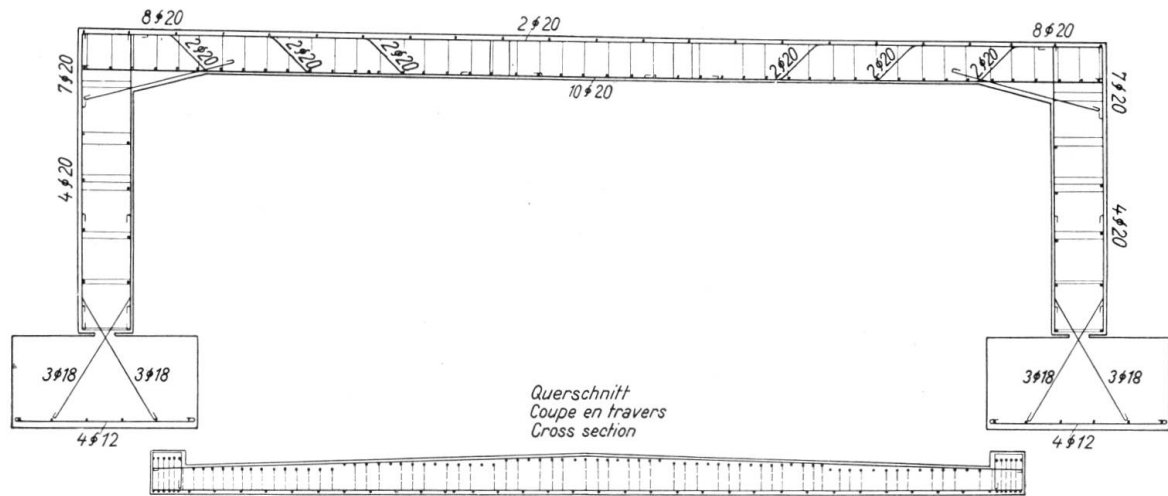


Fig. 6.

Bewehrung des Rahmens.

hinaus. Nach den vorliegenden versuchstechnischen Erkenntnissen erschien diese Inrechnungstellung jedoch vertretbar. Auch die mit den Bauwerken gewonnenen praktischen Erfahrungen, insbesondere der vorzügliche Zustand derselben nach

halbjähriger Beanspruchung durch starken Verkehr hat die Zweckmäßigkeit einer weitgehenden Ausnutzung der besonderen Festigkeitseigenschaften des hochwertigen Baustahls bestätigt.

Den angeführten Bauwerken ist zu entnehmen, daß Plattenträger entwicklungs-fähige Konstruktionen darstellen. Nachdem für die Querschnittsabmessungen und damit für das Eigengewicht die Größe der zulässigen Beanspruchungen maßgebend ist, so wird die Frage, bis

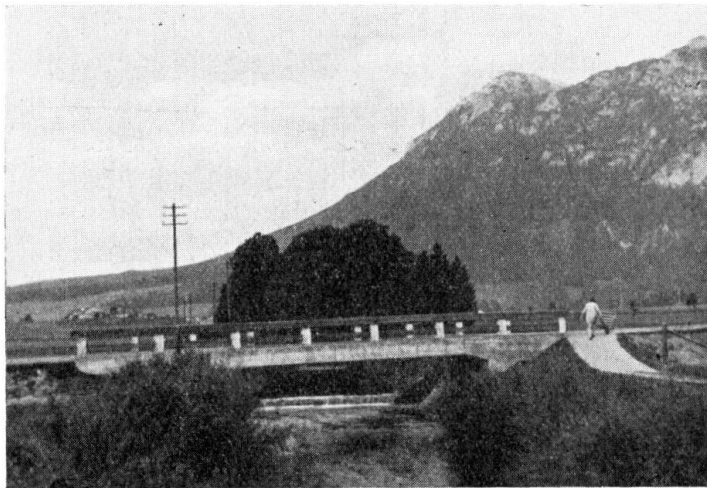


Fig. 7.

zu welchen größten Spannweiten Plattenträger mit konstruktivem und wirtschaftlichem Erfolg ausgeführt werden können, vor allem von der Gütesteigerung der Baustoffe hochwertiger Beton und Baustahl abhängen.

II c 2

Das Schweißen von hochwertiger Stahlbewehrung „Roxor“.

Le soudage de l'acier à haute résistance „Roxor“.

The Welding of „Roxor“ High Tensile Steel.

A. Brebera,

Ingenieur, Obersektionsrat im Ministerium für öffentliche Arbeiten, Prag.

Die Einführung des Roxor-Stahles¹ bedeutete einen großen Fortschritt in der stetigen Entwicklung des Eisenbetonbaues. Die sachgemäße Anwendung dieses hochwertigen Stahles als Bewehrungsmaterial im Eisenbetonbau, sowie die Erkenntnis der richtigen Herstellung von Qualitätsbeton ermöglichten die Ausführung von Eisenbetonbauten bedeutender, die Erzeugungslängen der Stäbe häufig überschreitender Spannweiten.

Jede Eisenbetonkonstruktion größerer Spannweite weist demnach eine bedeutende Zahl von Stößen der gezogenen Eiseneinlagen auf.

Bisher wurde der Stoß der Eiseneinlagen durch einfache Überlappung der Stäbe auf bestimmte Länge durchgeführt. Soll ein solcher Stoß voll wirksam sein, müssen die Einlagen von Beton umhüllt sein. Diese Betonumhüllung der Stäbe an den Orten der Stöße, sowie das Einbringen des Betons zwischen die Einlagen erfordert größere Abstände zwischen den Einlagen, demnach auch größere Balkenbreiten.

Die Vorschrift, daß der Überlappungsstoß bei Eisen über 32 mm Stärke nicht erlaubt ist, würde die Durchführung von Tragkonstruktionen größerer Spannweiten überhaupt unmöglich machen. Es war demnach notwendig eine andere Art von Stößen zu finden, welche die vollkommene Verbindung zweier Stäbe über den ganzen Querschnitt ohne Verschwächung ermöglicht.

Das Zusammenschweißen beider Stäbe allein hat die richtige Lösung dieser wichtigen Frage gebracht.

Die meisten der bestehenden Vorschriften für geschweißte Konstruktionen berücksichtigen als Bauwerkstoff nur Stähle mit normalen Festigkeiten. Für die Schweißung von Stählen höherer Festigkeiten, demnach auch für den Roxor-Stahl gibt es dagegen kaum Bestimmungen und es mußte daher diese Frage eingehend studiert werden.

Zur Erzeugung von hochwertigem Roxor-Stahl wurde im Vergleiche zu dem gewöhnlichen Baustahle C. 37 der Kohlenstoffgehalt nur wenig erhöht (bis auf 0,22 % C), dafür wurde er mit einigen Elementen wie mit Silicium (bis 0,90 %

¹ Vgl. Vorbericht S. 250.

Si), Mangan (bis 0,50 % Mn) und Kupfer (bis 0,50 % Cu) legiert. Der Schwefel- und Phosphorgehalt blieben normal.

Der so erzeugte Roxor-Stahl hat folgende mechanische Eigenschaften:

Streckgrenze mindestens	38 kg/mm ² ,
Zugfestigkeit mindestens	50 kg/mm ² ,
Dehnung mindestens	20 %.

Äußerst wichtig für das Schweißen von Roxor-Stahl ist die Wahl der entsprechenden Elektrode. Die mit der gewählten Elektrode erzeugte Schweißnaht muß dabei in ihrer Qualität derjenigen des Grundwerkstoffes gleichkommen. Deshalb wurde die *Elektrode Arcos-Superend* angewendet, welche nach den von der Brückenbauabteilung des Ministeriums für öffentliche Arbeiten ausgearbeiteten „Besonderen Bestimmungen für das Schweißen von Stahlkonstruktionen“ hinsichtlich der Streckgrenze, Zugfestigkeit, Dehnung und Kerbzähigkeit geprüft wurde. Das Ergebnis dieser Proben ist in Tabelle I zusammengestellt.

Tabelle I.

Güteproben des aufgetragenen Schweißgutes aus den Elektroden „Arcos-Superend“.

	mindestens	durchschnittlich	höchstens
Streckgrenze in kg/mm ²	40,7	49,7	56,4
Zugfestigkeit in kg/mm ²	50,7	57,0	63,3
Dehnung ($l_0 = 5 d$) in %	18,0	19,5	20,4
Kontraktion in %	29,9	39,2	50,1
Kerbzähigkeit (Mesnager) in mkg/cm ² . .	5,0	6,6	7,9

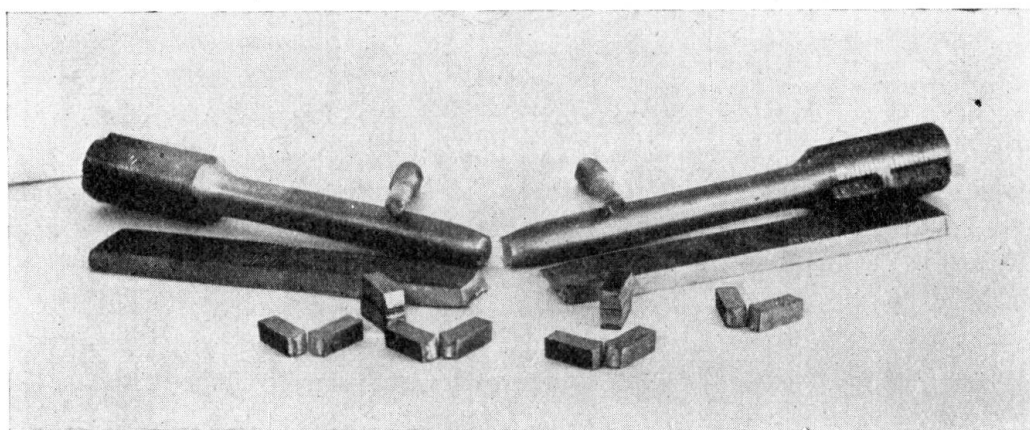


Fig. 1.

Proben des Grundmaterials.

Diese Werte beweisen, daß der zwischen zwei Bleche aus Roxor-Stahl abgesetzte Schweißwerkstoff dem Grundmaterial, dessen Qualitätsziffern samt den vorgeschriebenen Mindestwerten in der Tabelle II zusammengestellt sind, vollkommen gleichwertig ist (Fig. 1).

Tabelle II.
Güteproben des Roxor-Stahles.

	durchschnittlich	vorgeschrieben
Streckgrenze in kg/mm^2	41,7	38
Zugfestigkeit in kg/mm^2	58,5	50
Dehnung ($l_0 = 10 d$) in $\%$	22,6	20
Kontraktion in $\%$	53,7	—
Kerbzähigkeit (Mesnager) in mkg/cm^2	11,0	—

Außer der Prüfung der Elektroden wurde die Zugfestigkeit der Schweißnähte an Probestäben bestimmt, die aus zwei 12 mm dicken, senkrecht zur Walzrichtung zusammengeschweißten Blechstücken aus Roxor-Stahl angefertigt wurden (Fig. 2).

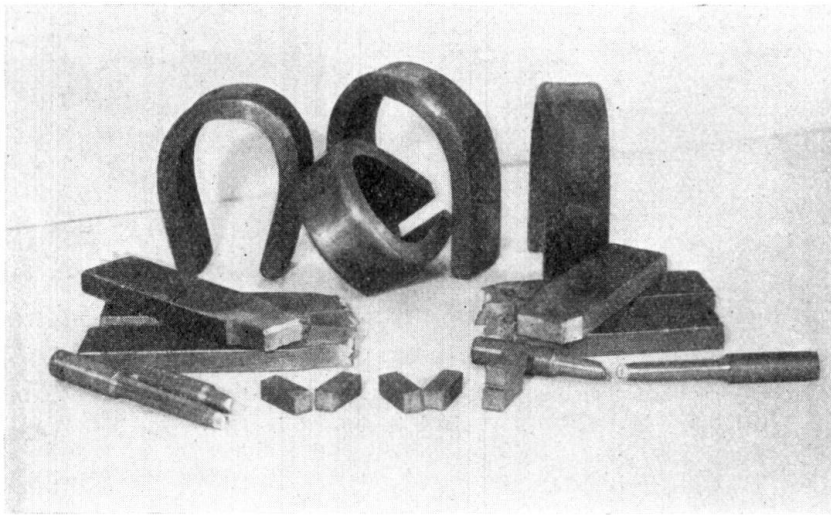


Fig. 2.
Schweißnahtproben.

Weiters wurde der Biegewinkel und die Dehnung der Randfasern der Schweißnaht bei „freier Biegung“ ermittelt. Diese Proben ersetzen gleichzeitig die Schweißerprüfung. Ihre Ergebnisse sind in der Tabelle III zusammengestellt.

Tabelle III.
Güteproben von verschweißten Blechen aus Roxor-Stahl.

	mindestens	durchschnittlich	höchstens
Zugfestigkeit in kg/mm^2	50,5	59,8	65,7
Biegewinkel in $^\circ$	180	180	180
Dehnung der Randfaser in $\%$	16,0	18,8	22

Nach Beendigung dieser Proben wurde zum Schweißen der Bewehrungsseisen aus Roxor-Stahl geschritten, welche zur Erzielung einer größeren Haftfestigkeit einen kreuzförmigen Querschnitt und an ihrer Oberfläche Querrippen besitzen.

Die Schweißproben wurden an Roxor-Stäben von 60 mm Durchmesser (das

ist des umgeschriebenen Kreises) vorgenommen, da dieser Durchmesser bei Brückenbauten größerer Spannweite am häufigsten benützt wird.

Nach erfolgter Abschrägung der Enden beider zu verschweißenden Stäbe, wurden die Stäbe zur Sicherung in ihrer gegenseitigen Lage in einer besonderen

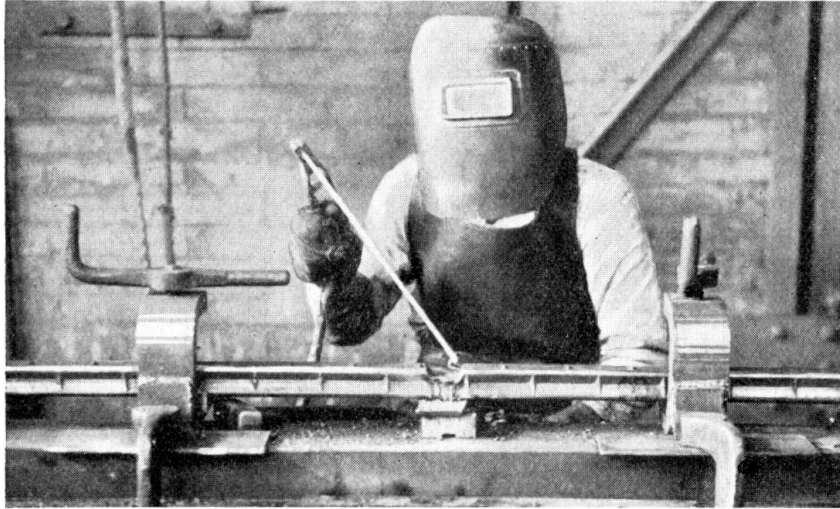


Fig. 3.

Zum Schweißen vorbereiteter „Roxor“-Stab.

Klemmvorrichtung (Fig. 3) eingespannt, worauf sie mit Elektroden Arcos-Superend durch eine V-Naht verschweißt wurden (Fig. 4).

Die Ergebnisse aller Zerreißproben der geschweißten Roxor-Stäbe, wobei die Schweißstellen unbearbeitet blieben, sind in der Fig. 5 graphisch veranschaulicht.

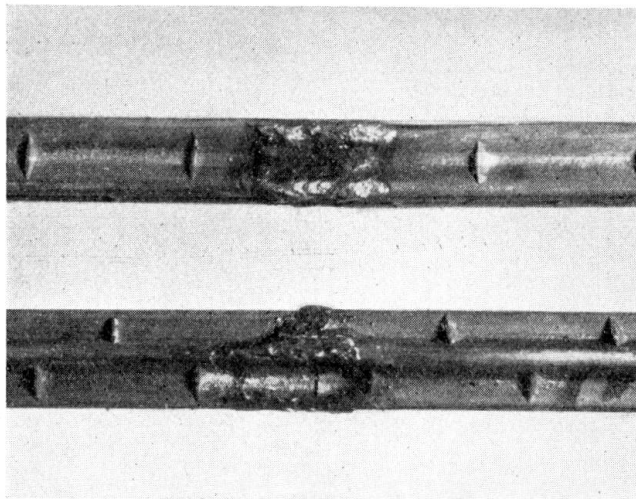


Fig. 4.

Geschweißte „Roxor“-Stäbe.

Die Durchschnittswerte der Proben sind mit ihren kleinsten und größten Werten in der Tabelle IV zusammengestellt. Der Bruch erfolgte bei allen Stäben außerhalb der Schweißstelle.

Tabelle IV.
Güteproben von geschweißten Roxor-Stäben.

	mindestens	durchschnittlich	höchstens
Streckgrenze in kg/mm^2	39,4	40,1	40,6
Zugfestigkeit in kg/mm^2	55,7	57,4	58,5
Dehnung ($l_0 = 11,3\sqrt{F}$) in %	22,8	26,1	28,5
Kontraktion in %	33,8	47,9	51,4
Biegewinkel in $^\circ$	180	180	180
Dehnung der Randfasern in %	6,2	10,3	12,1

Damit beim Schweißen der Roxor-Stäbe auf der Baustelle zufolge der größeren Maße des Grundwerkstoffes die Wärme nicht rascher fortgeleitet wird als bei den Proben an verhältnismäßig

kleinen Probekörpern und zufolge dessen in den Schweißstellen nicht Schwindrisse auftreten, waren die Probestäbe $2 \times 1,25 = 2,50$ m lang gewählt worden. Beim Schweißen wurde festgestellt, daß die Erwärmung der Stäbe nur ungefähr 0,5 m von der Schweißstelle weit reicht, was durch die verhältnismäßig große Querschnittsfläche der Probestäbe ($17,34 \text{ cm}^2$) leicht erklärlich ist.

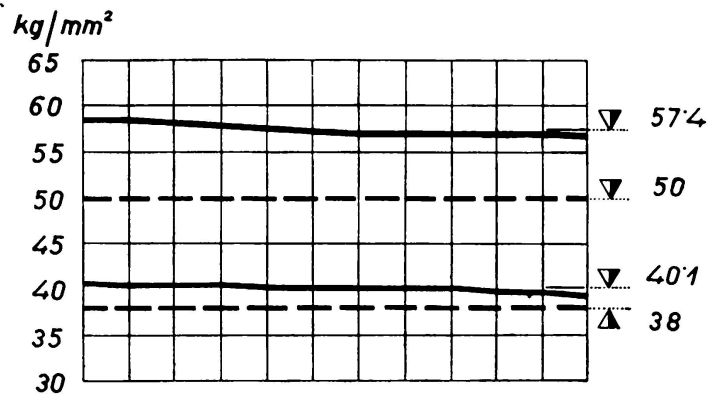


Fig. 5.

Ergebnisse der Zerreißproben geschweißter „Roxor“-Stäbe
(Zugfestigkeit und Streckgrenze in kg/mm^2).

Außer den Zerreißproben der geschweißten Roxor-Stäbe von 60 mm Durchmesser wurden auch Biegeproben geschweißter Stäbe (Fig. 6) in kaltem Zustande (bei freier Biegung) vorgenommen, welche sämtlich entsprochen haben. Zur Feststellung der Dehnung der Randfasern und des Verbandes des Schweißgutes mit dem Grundmaterial sind einige Stäbe vor der Biegeprobe an der Schweißstelle abgearbeitet worden. Die Ergebnisse der Biegeproben sind ebenfalls in die Tabelle IV eingetragen worden. Der lichte Innendurchmesser der Krümmung ist gleich dem fünf- bis sechsfachen Durchmesser des Roxor-Stabes.

Die Fig. 7 und 8 sind unvergrößerte und hundertfach vergrößerte, mit 2% Lösung von Salpetersäure in Alkohol geätzte Gefügebilder des geschliffenen Längsschnittes durch einen geschweißten Roxorstab von 60 mm Durchmesser.

In Fig. 7 ist teilweise zwischen dem Grundwerkstoff und dem Schweißgut der Streifen des rekristallisierten Materials zu sehen. Die Ausseigerungen von Schwefel und Phosphor sind im Grundwerkstoff gleichmäßig und bilden keine Häufungen. Die Schweißstelle selbst ist von solchen Ausseigerungen frei.

Die weißen Kristalle in Fig. 8 sind praktisch reines Eisen (Ferit), die dunklen Flecken an ihrem Umfange Perlit (Ferit + Cementit Fe_3C). Das Gefüge des Roxor-Stahles ist durch kleine, gleichmäßig große, die guten mechanischen Eigenschaften des Materials bedingende Feritkörner ausgezeichnet. An der Über-

gangsstelle in das Schweißgut ändert sich allmählich das Gefüge und geht in das äußerst gleichförmige und feinkörnige feritische Gefüge der Schweißbe über,

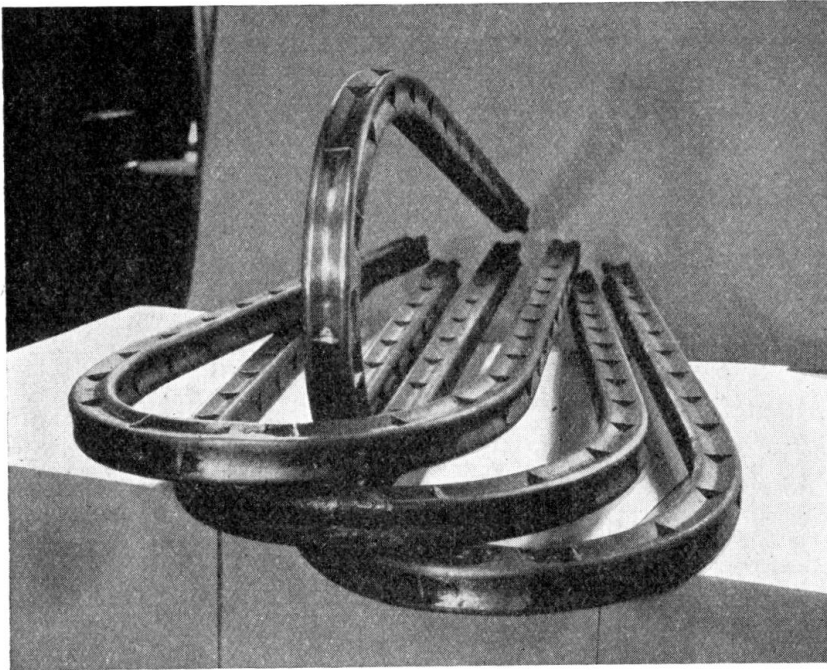


Fig. 6, Biegeproben geschweißter „Roxor“-Stäbe.

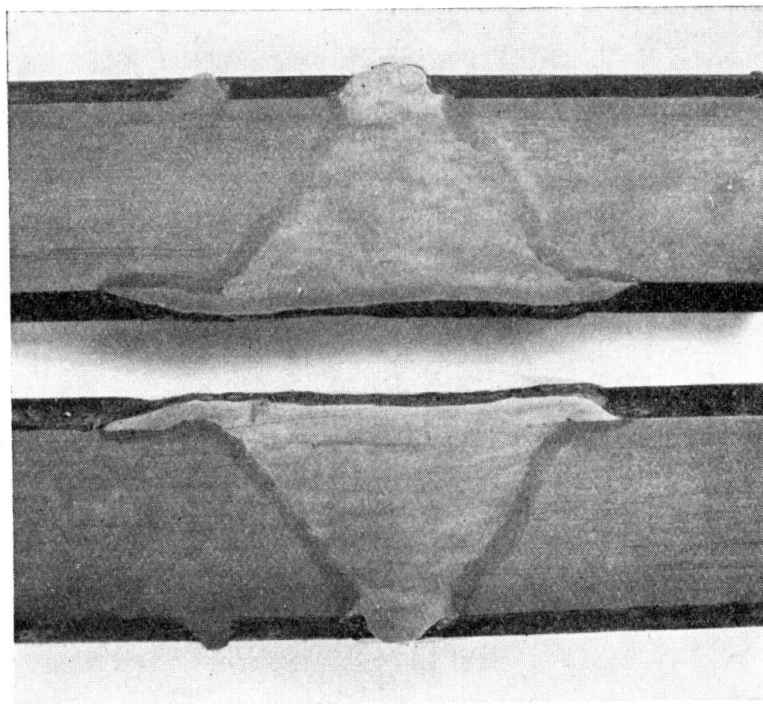


Fig. 7. Geschliffener und geätzter Längsschnitt durch einen geschweißten „Roxor“-Stab.

sodaß der Übergang vom Grundwerkstoff zum eigentlichen Schweißgut fast unmerkbar ist.

Die Änderung des Grundmaterials durch das Schweißen wurde außerdem

durch die Kugeldruckprobe nach *Brinell* unter Anwendung einer Kugel von 10 mm Durchmesser bei einem Druck von 3,000 kg bestimmt (Fig. 9). Bei einem Durchmesser der Kalotte

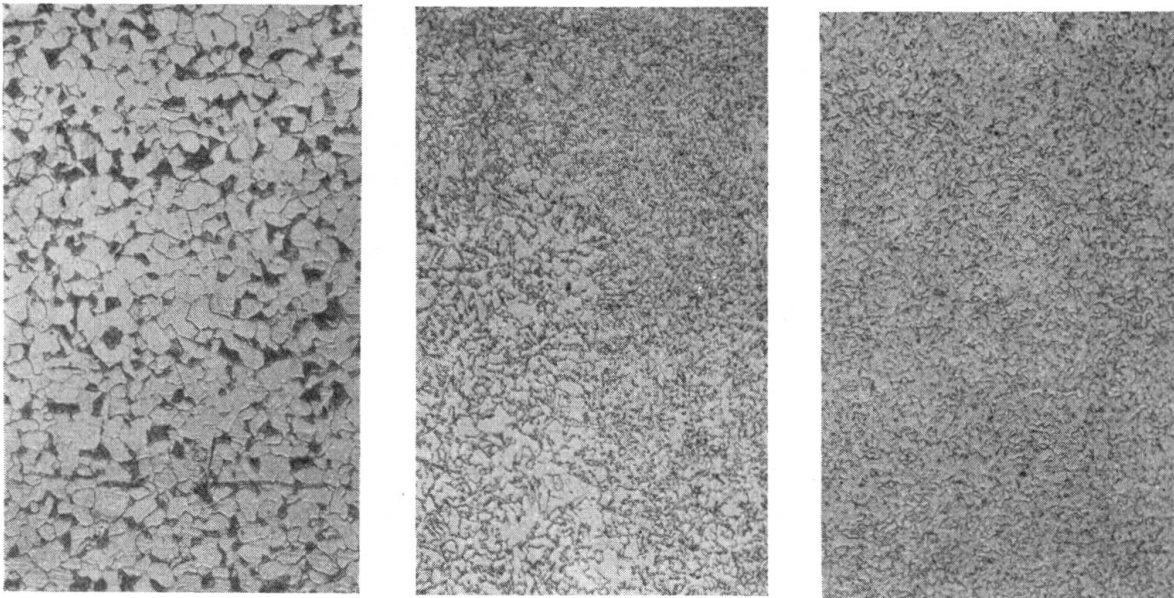
$d < 4,80$ mm ist dann $P = 0,345 H$ und

$d > 4,80$ mm $P = 0,342 H$,

worin bedeuten P = die Zugfestigkeit in kg/mm^2 ,

H = die Härtezahl nach *Brinell* in kg/mm^2 .

Aus der Tabelle V, in welcher die Ergebnisse dieser Probe zusammengestellt sind, ist ersichtlich, daß die Härte des unveränderten Grundwerkstoffes seiner



Grundwerkstoff

Übergangszone

Schweiße

Fig. 8. 100-fach vergrößertes Gefügebild eines geschweißten „Roxor“-Stabes.

bei den Zerreißproben ermittelten Zugfestigkeit entspricht. An den Übergangsstellen in die Schweiße ist eine Steigerung der Materialhärte in Zusammenhang mit der Änderung des Gefüges zufolge der Hitze des elektrischen Lichtbogens zu bemerken. Durch weitere Verfeinerung des feritischen Gefügekorns in der Schweiße steigt daselbst die Härte des Materials weiters an. Hiedurch erklärt sich auch die kleinere Dehnung in der Schweiße (durchschnittlich 10,3 %) gegenüber der Dehnung der Stäbe (durchschnittlich 26,1 %).

Tabelle V.

Einfluß des Schweißens auf Roxor-Stahl.

Zugfestigkeit		durchschnittlich
des Grundwerkstoffes in		
kg/mm^2	55,5, 55,2, 56,7, 55,5, 55,2, 55,5	55,7
des Materials an der Übergangsstelle in		
kg/mm^2	58,7, 69,3, 68,0, 60,0	65,9
des Schweißgutes in		
kg/mm^2	65,9, 66,6, 72,1, 67,6, 67,6	70,0

Auf Grund der günstigen Ergebnisse der durchgeführten Proben können *geschweißte Stöße von Roxor-Stäben grundsätzlich bewilligt werden*, ohne daß hiedurch der für die ungestoßenen Stäbe vorgeschriebene Sicherheitsgrad leidet. *Der Querschnitt geschweißter Roxor-Stäbe kann demnach auch an der Stoßstelle voll in Rechnung gestellt werden.*

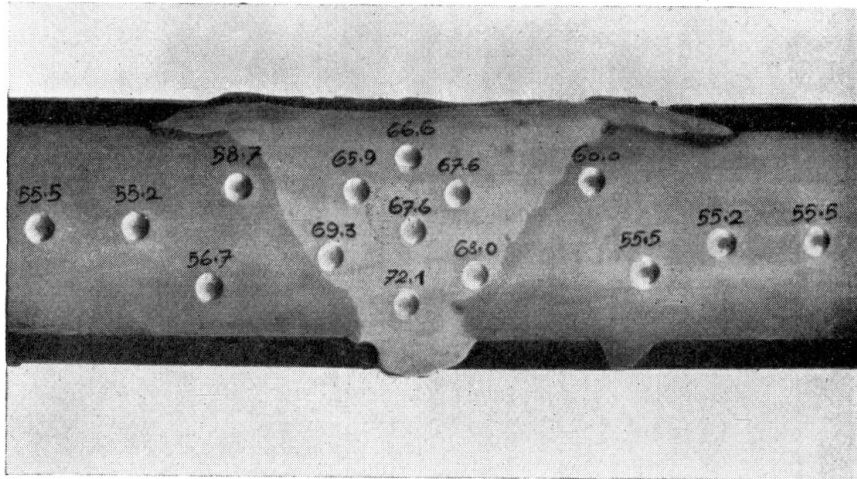


Fig. 9.

Kugeldruckprobe nach Brinell an einem geschweißten „Roxor“-Stab.

Das Schweißen der Roxor-Stäbe darf jedoch nur von den hiezu amtlich geprüften Schweißern und nur unter Anwendung der bei den beschriebenen Proben benützten Elektrode „Arcos-Superend“ vorgenommen werden. Bei Anwendung einer anderen Elektrodenart müßten zuvor neue Proben durchgeführt werden.

Zur Vermeidung des Worfens geschweißter Stäbe zufolge des größeren Schwindens an der Oberfläche der V-Naht empfiehlt es sich, beide zu verschweißenden Stäbe mit einer kleinen Überhöhung in die Klemmvorrichtung einzuspannen.

Durch diese Proben wurden gleichzeitig wertvolle Erkenntnisse für das Verhalten auch anderer hochwertiger Stähle beim Schweißen, wie z. B. des Baustahles C 52, gewonnen.

IIc 3

Verwendung des hochwertigen Stahls in Eisenbeton-Konstruktionen.

Les aciers à haute résistance dans les constructions de béton armé.

High Tensile Steel in Reinforced Concrete Structures.

Dr. Ing. A. Chmielowiec.

Lwów, Pologne.

In manchen Staaten ist die zulässige Spannung des gewöhnlichen Stahls 1200, die des hochwertigen 1800 kg/cm². Man kann nun, wenn man nur die Randpressung im Beton ein wenig zunehmen läßt, was, wie *Saliger* in seinem Referat IIc 3 bewiesen hat, immer erlaubt sein dürfte, ohne die Höhe des Balkens zu ändern, den Querschnitt der Zugbewehrung um ein Drittel vermindern, wenn man den St. 1800 anstatt des St. 1200 verwendet (so wollen wir die Stähle nach ihren zulässigen Spannungen benennen).

Will man n Rundeisen 1200 von Durchmesser d durch n_1 Rundstäbe 1800 von Durchmesser d_1 ersetzen, so hat man also

$$1200 \pi n d^2 = 1800 \pi n_1 d_1^2.$$

Will man dabei an der Haftspannung nichts ändern, so ist

$$\pi n d = \pi n_1 d_1.$$

Aus diesen Gleichungen folgt:

$$n : n_1 = d_1 : d = 1200 : 1800 = 2 : 3.$$

Man kann zum Beispiel zwei Rundeisen \varnothing 9 mm aus St. 1200 durch drei Rundstäbe \varnothing 6 mm aus St. 1800 ersetzen. So bekommt man aber dünne Stäbe, die nicht steif genug sind, um gerade zu bleiben, und die verhältnismäßig teuer sind, da der Einheitspreis der dünnen Stäbe höher ist als derjenige der dicken.

Diese Nachteile verschwinden, wenn man dem Stabe den Querschnitt eines gleichseitigen Dreiecks gibt. Von allen regelmäßigen Vielecken, welche dieselbe Fläche haben, hat das Dreieck den größten, der Kreis den kleinsten Umfang. Der Durchmesser des Kreises sei d , die Seite des Dreiecks sei $a = 1,1 d$. Dann ist der Umfang des Dreiecks $3 a = 3,3 d$, der des Kreises $d = 3,14 d$, die Differenz

der Umfänge also 0,16 d. D. h. der Umfang des Dreiecks ist um 5 % größer als der des Kreises. Die Fläche des Kreises ist $F_o = \frac{\pi d^2}{4}$, die des Dreiecks

$F_\Delta = \frac{\sqrt{3}}{4} a^2$. Hieraus folgt:

$$\frac{F_o}{F_\Delta} = \frac{\pi d^2}{a^2 \sqrt{3}} = \frac{\pi}{1,21 \sqrt{3}} = 1,5 = \frac{1800}{1200}$$

Man kann also den Rundstab d aus St. 1200 durch den dreieckigen Stab von der Seitenlänge 1,1 d aus St. 1800 ersetzen. Dabei gewinnt man 33 % Material und 5 % an Haftspannung.

Der dreieckige Querschnitt für Stäbe aus St. 1800 hat noch weitere Vorteile:

1. Verwechslungen der Stäbe aus St. 1200 mit denjenigen aus St. 1800 werden unmöglich.

2. Von allen die gleiche Fläche umschließenden regelmäßigen ebenen Figuren hat das Dreieck das größte und der Kreis das kleinste Trägheitsmoment. Dabei werden Figuren außer Acht gelassen, deren Umfang konkave Winkel oder konkave Seiten aufweist, wie z. B. der Stern. Ein Stab mit sternartigem Querschnitt läßt sich ja aus dem Beton längs einer zylindrischen Fläche herausziehen, deren Querschnitt ein regelmäßiges, den Stern umschließendes Vieleck ist.

Die Fläche des Kreises hat das Trägheitsmoment $J_o = F_o \frac{d^2}{16}$, die des Dreiecks das Trägheitsmoment $J_\Delta = F_\Delta \frac{a^2}{24}$. Aus der Gleichung $F_o = F_\Delta$ folgt $\frac{a^2}{d^2} = \frac{\pi}{\sqrt{3}}$.

Damit erhält man:

$$\frac{J_\Delta}{J_o} = \frac{2 a^2}{3 d^2} = \frac{2 \pi}{3 \sqrt{3}} = 1,21$$

Das Trägheitsmoment des Dreiecks übersteigt also das des flächengleichen Kreises um 21 %. Der dreieckige Stab hat also größere Steifigkeit als der Rundstab. Er läßt sich deshalb nicht so leicht biegen und behält besser seine gerade Form während des Transportes, des Betonierens, beim Lagern usw. Das ist wichtig, weil die krummen Stäbe sich strecken müssen, bevor sie Zugkräfte übertragen können. Unterdessen arbeiten nur die geraden Stäbe, die dann leicht überspannt werden können. Rundstäbe aus hochwertigem Stahl auf Druck zu beanspruchen, ist, wie *Emperger* bewiesen hat, unzweckmäßig, weil sie frühzeitig der Knickgefahr ausgesetzt sind.

3. Die dreieckigen Stäbe brauchen zum Lagern weniger Platz als Rundstäbe, weil sie den Raum genau ausfüllen. Sechs Dreiecke bilden ein Sechseck und die Sechsecke lassen sich dicht nebeneinander legen.

4. Der dreieckige Stab läßt sich bequem verwinden, wodurch eine bestimmte schraubenförmige Stabform entsteht. Die Haftfestigkeit wird dadurch wieder bedeutend erhöht, da der Umfang des dem Dreieck umschriebenen Kreises um 21 % größer ist als der des Dreieckes selbst. Der schraubenförmige Stab kann ja nur längs der zylindrischen Fläche, welche ihn umschreibt, aus dem Beton herausgezogen werden, wenn nicht längs einer noch größeren. Das wird bestätigt

durch Versuche mit Isteg-Stahl. Bei den von *Bryla* und *Huber* in Warschau angestellten Versuchen hat ein aus zwei $\varnothing 7$ mm bestehendes Istegeisen eine um 20 % größere Haftfestigkeit gezeigt, als ein Rundeisen $\varnothing 12$ mm. Nun beträgt der äußere Durchmesser des Istegeisens zweimal 7 = 14 mm. Der äußere Umfang des Istegeisens ist um $(14-12)\pi$, also um 16,7 % größer als der des Rundeisens. Um soviel wenigstens sollte die Haftkraft des Isteg-Stahls größer sein als die des zu ersetzenden Rundeisens. Das ist sie auch. Der Mehrwert ist dadurch zu erklären, daß die erwähnte Zylinderfläche im Versuch nie so regelmäßig ausfällt wie sie theoretisch im schlimmsten Fall zu erwarten ist.

Anstatt aus St. 1800 kann man auch aus St. 1200 dreieckige Profile walzen, um dann ihre Streckgrenze durch Streckung und Verdrehung zu erhöhen, wie es mit Isteg-Stahl der Fall ist.

II c 4

Zu „Berechnungsgrundlagen des Eisenbetons“.

Les principes de calcul du béton armé.

On the principles of calculation for reinforced concrete.

Dr. Ing. h. c. M. Roš,

Professor an der Eidg. Techn. Hochschule und Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich.

Zu der viel und meist ganz unrichtig umstrittenen n -Frage ist ausdrücklich festzustellen, daß sie in bezug auf die Größe innerhalb gewisser Grenzen belanglos wird, wenn man die zulässigen Spannungen auf den gewählten n -Wert ($n = 10, 15$ oder 20) abstimmt. Das in der allerletzten Zeit angestrebte gänzliche Weglassen der n -Zahl ist als Irrung zu bezeichnen, die nicht Vereinfachung und Abklärung bringt, vielmehr Verwirrung und Unordnung schafft. Die n -Zahl, über deren Größe man wohl verschiedener Meinung sein kann, kann in der Berechnungsweise des Stahlbetons grundsätzlich nicht entbehrt werden; sie ist eine für die Zwecke der Praxis zutreffende Grundlage der Stahlbetontheorie.

Die klassische Stahlbeton-Theorie, welche sich für Druck, Zug und Biegung auf das Gesetz von *Navier-Hooke* stützt und für Knicken auf der verallgemeinerten *Euler-Formel* fußt, hat in den allerletzten Jahren auf materialtechnischen Erkenntnissen beruhende Ergänzungen erfahren, welche sich namentlich auch in das Gebiet der plastischen Verformungen erstreckten und für die zutreffendere Beurteilung der wirklichen Sicherheit von Stahlbetonbauten sehr wertvoll sind.

Innerhalb der als *zulässig erkannten Beanspruchungen* aber rechtfertigen es unsere heutigen Kenntnisse

über das Spannungs-Verformungsgesetz des Betons und Armierungsstahles,¹

über die Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_b}$ im elastischen Bereich,²

über die Beziehung zwischen der Prismendruckfestigkeit $p\beta_d$ und dem Elastizitätsmodul des Betons ${}_bE_e$,¹

über die Bruchgefahr mehrachsiger beanspruchten Betons — Versuche der E.M.P.A. im Lichte der *Mohr'schen* Bruchtheorie —,³

über die Ermüdungsfestigkeit — Ursprungsfestigkeit — des Betons und des Bewehrungsstahles⁴ sowie

über die Gesetze der Knickstabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Säulen — Versuche und Theorie der E.M.P.A. —⁵

bei Aufrechterhaltung engster Beziehungen zwischen dem Konstruktionsbüro, dem Laboratorium, der Baustelle und dem Bauwerk selbst, *Eisenbetontragwerke*

nach der klassischen Theorie der Elastizität zu berechnen, ermöglichen uns konstruktive Maßnahmen — Gesamtanordnung und Einzelheiten — richtig vorzugehen und die Organisation der Baustelle sowie die Erstellung des Bauwerkes selbst so durchzuführen, daß wir uns über den Spannungszustand und die

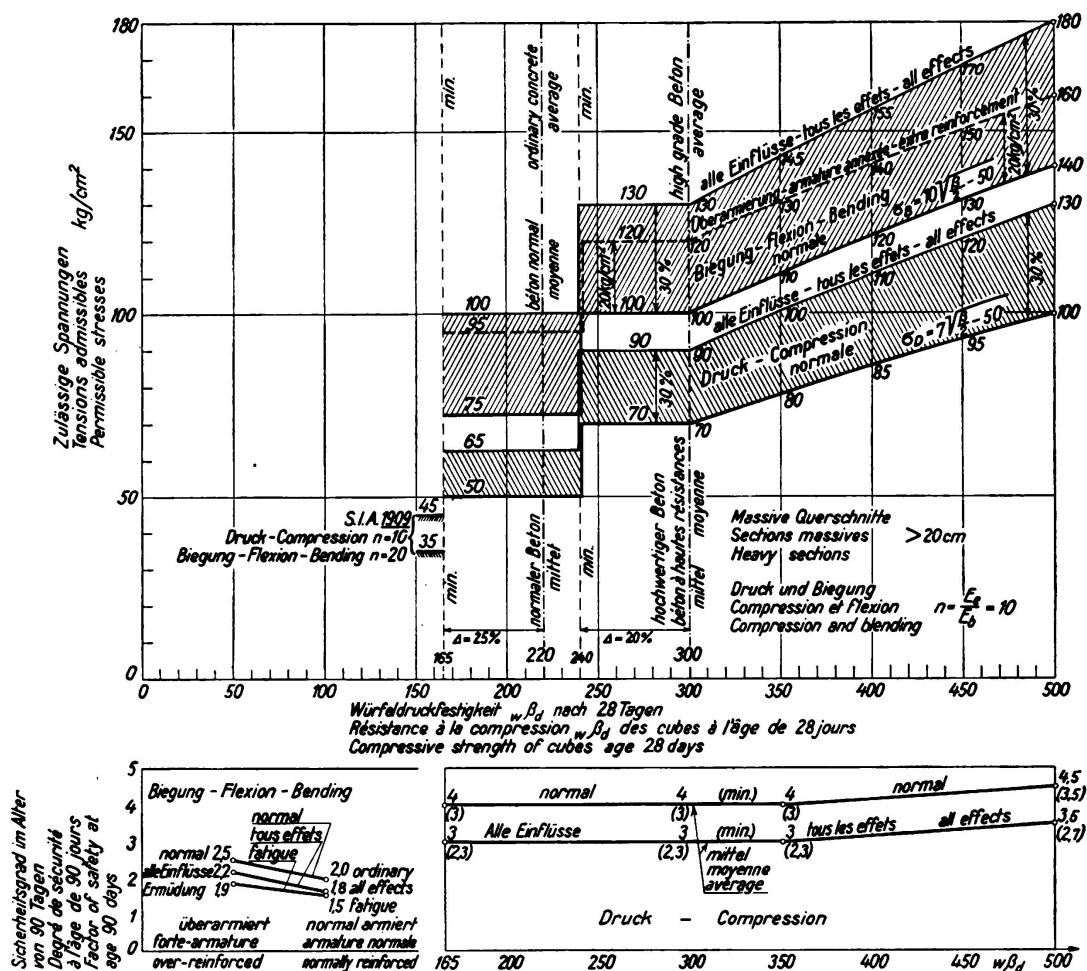


Fig. 1.

Schweizer Eisenbetonverordnung vom 14. Mai 1935. Zulässige Spannungen des Betons und Bewehrungsstahles in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit sowie von der Streckgrenze des Bewehrungsstahles.

Schräge Hauptzugspannungen.

Normaler Beton: $\tau_{zul} = 4 \text{ kg/cm}^2$ Hochwertiger Beton: 5 kg/cm^2

Bewehrungsstahl: Zulässige Spannungen $zul\sigma_e$.

Alle Einflüsse:

Ohne Temperatur und Schwinden normal 1400 kg/cm^2 , hochwertig 1700 kg/cm^2

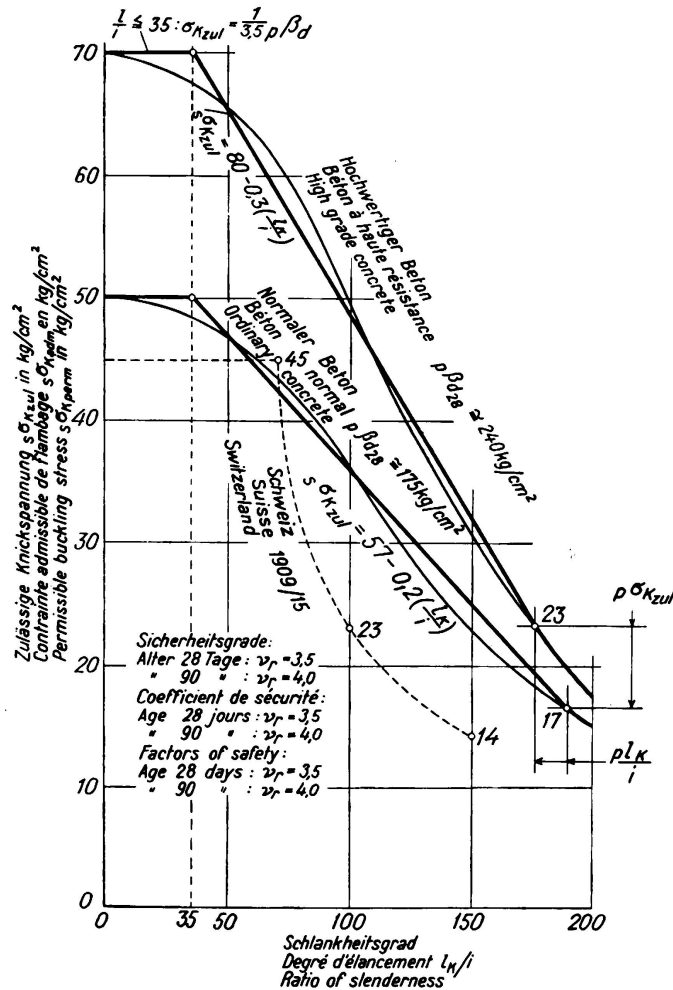
Mit „ „ „ „ 1500 „ „ 1900 „

Arbeitsweise diejenige Gewißheit verschaffen, welche uns die ausreichend genaue Beurteilung des wirklichen Sicherheitsgrades ermöglicht.

Eingehend durchgeführte Versuche an ausgeführten Eisenbetonbauwerken beweisen, daß sie sich wie elastische Gebilde verhalten.⁶

Die Elastizitätslehre wird somit, entgegen allen gegenteiligen Bestrebungen, auch in Zukunft die Grundlage für die Bemessung und für die Beurteilung der Sicherheit von Stahlbeton-Bauwerken bilden, wobei dem Einfluß der Plastizität des Betons auf die Tragfähigkeit gebührend Rechnung zu tragen ist,⁷ immerhin ohne das Material seiner letzten Reserven gänzlich zu berauben.⁸

Man darf behaupten, daß die Ermittlung der Längs- und Querkkräfte sowie Biegemomente, als Folge der Wirkung äußerer Kräfte, heute in allen Ländern



- $p\beta_d$ Prismendruckfestigkeit des Betons
- σ_q Quetschgrenze des Bewehrungsstahles
- F_b Betonquerschnitt
- F_e Querschnitt des Bewehrungsstahles
- μ Bewehrungsanteil $F_e : F_b$ in %

Knicktragkraft:

$$P_K \cong s\sigma_K F_b \left(1 + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} \mu \right)$$

$$zul P_K = s\sigma_{Kzul} \cdot F_b (1 + \mu)$$

Proportionalitätsgrenze:

$$\sigma_P \cong 0,33 p\beta_d$$

$$p\sigma_{Kzul} \cong \frac{1}{3,5} \cdot 0,33 p\beta_d$$

$$\frac{p\frac{l_K}{i}}{i} = \pi \sqrt{\frac{E' \min}{0,33 p\beta_d}}$$

$$E' \min = 0,75 \cdot 550\,000 \frac{p\beta_d}{p\beta_d + 150}$$

Fig. 2.

Betonsäulen nicht umschnürt, längsbewehrt $\mu \cong 1\%$.
 Zulässige Schwerpunkt-Knickspannungen $s\sigma_{Kzul}$ für $m = 0$.
 Beton normal und hochwertig.

grundsätzlich nach den gleichen Regeln erfolgt, so daß, wenn auf internationalem Boden noch einheitliche Grundsätze für die Bewertung im Bruch-, Ermüdungs- und Knickzustand geschaffen werden, die internationale Regelung einheitlicher rechnerischer Sicherheiten nur noch eine Sache einsichtsvoller und wohl begründeter Verständigung verbleibt.

Die Vereinheitlichung der Grundsätze hätte auf Grundlage der materialtechnischen Charakteristiken, welche in allen Ländern wohl nicht ziffermäßig,

doch begrifflich gleich sind, zu erfolgen. Zu den materialtechnischen Charakteristiken des Stahlbetons gehören:

die Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_b}$

die Fließgrenze des Bewehrungsstahles σ_f

Streckgrenze σ_s wenn Zug,

Quetschgrenze σ_q wenn Druck,

die Ermüdungsgrenze — Ursprungsfestigkeit — des Bewehrungsstahles $\sigma_u \cong 0,85 \sigma_f$,

die Prismendruckfestigkeit des Betons

$p\beta_d \cong 0,8 w\beta_d$, $w\beta_d =$ Würfeldruckfestigkeit,

die Proportionalitätsgrenze des Betons

$0,33 p\beta_d \cong b\sigma_{zul} \cong \sigma_p =$ Knickspannung *Euler*,

die Ermüdungsfestigkeit des Betons

$\sigma_u \cong 0,6 p\beta_d =$ Ursprungsfestigkeit,

der Knickmodul T_K und

der Bewehrungsanteil (Armierungsprozentsatz) $\mu = \frac{F_e}{F_b}$.

Bei Einhaltung eines rechnerischen, zwischen $\sim 1,8$ und $\sim 2,5$ liegenden Sicherheitsgrades gegen statischen Bruch und eines Sicherheitsgrades gegen Ermüdung von $\sim 1,5$ bis $2,0$ sowie von ~ 3 bis ~ 4 für Knicken, stets auf die Gesamtlast bezogen, empfiehlt es sich, nachfolgende Werte den *zulässigen Spannungen* zugrunde zu legen:

	alle Einflüsse	
	ohne Schwinden und Wärme σ_{zul} -Werte	mit Schwinden und Wärme σ_{zul} -Werte
Beton Bewehrungsanteil normal	$\sim 0,4 p\beta_d$	$\sim 0,5 p\beta_d$
überbewehrt $eff\sigma_e < zul\sigma_e$	$\sim 0,4 p\beta_d$ + $0,05 (zul\sigma_e - eff\sigma_e)$	$\sim 0,5 p\beta_d$ + $0,065 (zul\sigma_e - eff\sigma_e)$
Bewehrungsstahl normale Qualität		
$\sigma_s \cong 2400 \text{ kg/cm}^2$	$\sim 0,5$ bis $0,6 \cdot \sigma_s$	$\sim 0,65 \sigma_s$
hochwertig		
$\sigma_s \cong 3500 \text{ kg/cm}^2$	$\sim 0,45$ bis $0,5 \cdot \sigma_s$	$\sim 0,55 \sigma_s$

Die höheren Werte der zulässigen Betonbeanspruchungen für überbewehrte Querschnitte, bei welchen somit die zulässigen Spannungen der Stahlbewehrung nicht voll ausgenützt sind — bei Beibehaltung der gleichen n -Zahl wie für normal bewehrte Querschnitte, was richtiger als die Erhöhung der n -Zahl ist —, sind durch die Ergebnisse von zahlreichen Bruchversuchen durchaus begründet und stehen auch mit theoretischen Erwägungen im Einklang (tiefere Lage der Null-Linie; Plastizität des Betons).

Die zulässige Randspannung des Betons für Biegung darf der verminderten Bruchgefahr wegen um rund 40 % höher als bei der Volumenbeanspruchung für Druck angesetzt werden.

Die Auswirkung der in den vorausgegangenen Abschnitten erörterten Grundsätze auf die neue Schweizerische Eisenbetonverordnung vom 14. Mai 1935 ist in Fig. 1 veranschaulicht. Es sind graphisch dargestellt:

die zulässigen Betonspannungen $_{zul}\sigma_b$, für Druck und Biegung,⁹ in Abhängigkeit von der Betongüte (Würfeldruckfestigkeit) und die Sicherheitsgrade, auf ein Alter von 90 Tagen bezogen.

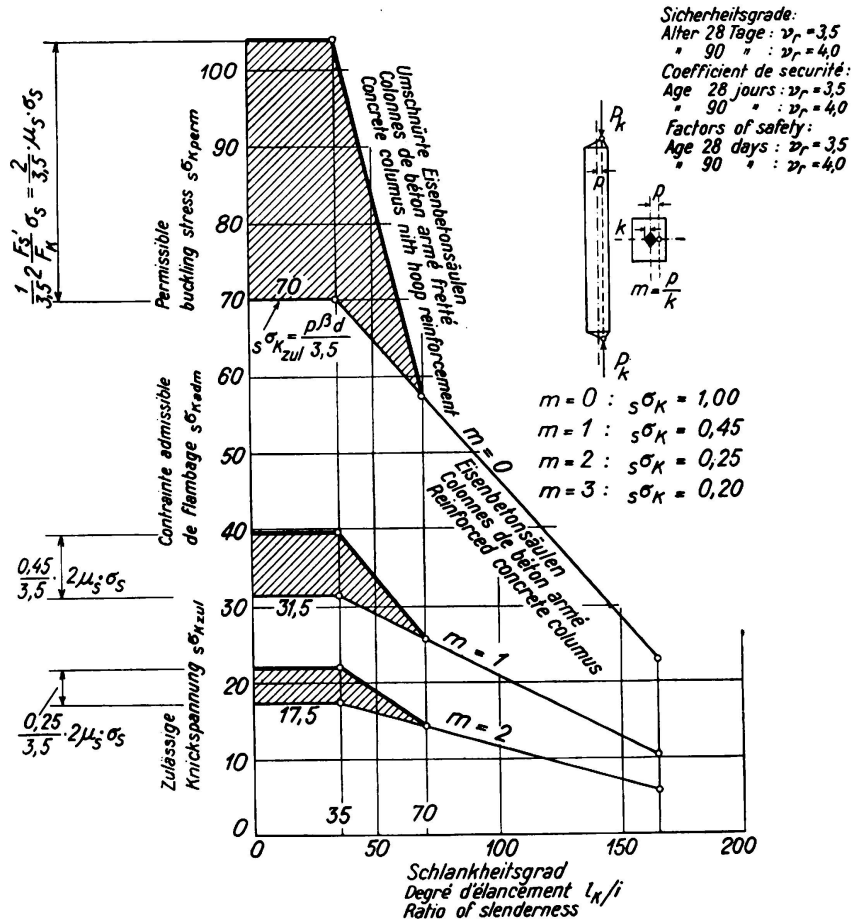


Fig. 3.

Betonsäulen umschnürt, längsbewehrt. Zulässige Schwerpunkt-Knickspannungen $s\sigma_{K,zul}$

Für $m = 0$, $m = 1$ und $m = 2$ — Beton hochwertig —.

Eisenbetonsäulen längs armiert:

Knicktragkraft:
$$P_K \cong s\sigma_K F_b \left(1 + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} \cdot \mu \right); \quad \left(\frac{l_K}{i} \right) \geq 70$$

Eisenbetonsäulen längs armiert und umschnürt:

Tragkraft:
$$P_{Bruch} = bF_K (p\beta_d + 2\mu_s \cdot \sigma_s) \left(1 + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} \mu \right); \quad \left(\frac{l_K}{i} \right) \leq 35$$

Knicktragkraft:
$$P_K \cong s\sigma_K \left(bF_K + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} F_e + 2 \frac{\sigma_s}{s\sigma_K} F'_s \frac{70 - \frac{l_K}{i}}{35} \right);$$

$$35 \leq \left(\frac{l_K}{i} \right) \leq 70.$$

Die zulässigen Knickspannungen von nicht umschnürten und umschnürten Säulen in normaler und hochwertiger Betonqualität sind den Fig. 2 und 3 zu entnehmen. Die Darstellung der Fig. 1, 2 und 3 lassen auch den großen Fortschritt der Stahlbeton-Bauweise der allerletzten Zeit und neue Möglichkeiten der Gestaltung erkennen.

Die gegenwärtigen, auf theoretische Disziplin, materialtechnischen Gesetzmäßigkeiten — Festigkeit, Verformung — und Erfahrung¹⁰ sich stützenden Erkenntnisse rechtfertigen internationale Zusammenarbeit zur Verwirklichung des Gedankens der

*Vereinheitlichung der Grundsätze materialtechnischer Gesetzmäßigkeit und Festlegung einheitlicher Sicherheitsgrade der Stahlbeton-Bauweise.*¹¹

Bibliographie.

- ¹ M. Roš: „Die Druckelastizität des Mörtels und des Betons.“ Bericht Nr. 8 der E.M.P.A., Zürich 1925.
- ² M. Roš: „Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_{acier}}{E_{béton}}$ et tensions admissibles du béton et de l'acier.“ Premier Congrès International du Béton et du Béton armé, Liège 1930.
- ³ M. Roš und A. Eichinger: „Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr — II. Nichtmetallische Stoffe.“ Bericht Nr. 28 der E.M.P.A., Zürich 1928.
- ⁴ S. A. Mortada: „Beitrag zur Untersuchung der Fachwerke aus geschweißtem Stahl und Eisenbeton unter statischen und Dauerbeanspruchungen.“ Bericht Nr. 103 der E.M.P.A., Zürich 1936.
- ⁵ M. Roš: „La stabilité des barres comprimées par des forces excentrées.“ Association internationale des ponts et charpentes, Congrès de Paris 1932, Publication préliminaire. — O. Baumann: „Die Knickung der Eisenbetonsäulen.“ Bericht Nr. 89 der E.M.P.A., Zürich 1934.
- ⁶ F. Campus: „Influence des propriétés physiques des matériaux sur la statique du béton armé.“ Association internationale des ponts et charpentes, Congrès de Paris 1932, Rapport final.
- ⁷ O. Baumann: „Die Knickung der Eisenbetonsäulen.“ Bericht Nr. 89 der E.M.P.A., Zürich 1934.
- ⁸ M. Roš: „Aktuelle Probleme der Materialprüfung.“ Technische Rundschau, Bern 1932.
- ⁹ Die zulässigen *schrägen Hauptzugspannungen* im Beton sollen $\sim 1/12$ bis $\sim 1/14$ der zulässigen Druckspannung nicht überschreiten; bei Überschreitung sind sie vollauf von schräg angeordneten Bewehrungseisen aufzunehmen.
- ¹⁰ M. Roš: „Erfahrungen mit ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz und deren Lehren für die Portlandzementindustrie.“ Separatabzug aus dem XXIV. Jahresbericht 1934 des Vereines schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten.
- ¹¹ M. Roš: „Vereinheitlichung der materialtechnischen Erkenntnisse und des Sicherheitsgrades im Stahlbeton.“ Monatsnachrichten des Österreichischen Betonvereins, IV. Jahrgang, Wien 1937.

II c 5

Versuche mit Eisenbetonbalken mit Isteg-Stahl-Bewehrung.

Essais de poutres en béton armé d'acier Isteg.

Tests with Concrete Beams Reinforced with Isteg Steel.

Dr. Ing. St. Bryła und Dr. Ing. M. T. Huber,
Professoren an der Technischen Hochschule Warschau.

Untenstehend werden die Ergebnisse der in Polen mit den Spezial-Einlagen vorgenommenen Versuche angegeben. Durch mechanische Vorbehandlung des Bewehrungsstahles (Vorstreckung) wird bekanntlich seine Fließgrenze bedeutend erhöht und dadurch die Zerreißfestigkeit gehoben. Die günstigste Vorstreckung beträgt erfahrungsmäßig ungefähr 6%. Bei den auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken spielt die Streckgrenze des Stahles, bzw. die der Ausdehnung $\varepsilon = 0,4\%$ entsprechende Spannung, eine entscheidende Rolle. Der Bruch dieser Bauteile erfolgt fast immer infolge der Erschöpfung der Tragfähigkeit der Bewehrung, welche bei $\varepsilon = 0,4\%$ eintritt. In der Praxis werden zwei auf diese Weise vorbehandelte Bewehrungsarten angewandt, und zwar: Stahl Isteg und das Streckmetall.

A. Stahl Isteg.

Der Stahl Isteg wird durch Verdrehen von zwei Rundstäben gleichen Durchmessers hergestellt.

Die im Jahre 1934 im Festigkeits-Laboratorium der Warschauer Technischen Hochschule mit den auf der Tafel 1 gezeigten Eisenbeton-Elementen durchgeführten Versuche haben manche günstige Eigenschaften des Stahles Isteg als Bewehrung von Balken und Platten erwiesen.

Die mit A bezeichneten Elemente waren mit dem Stahl Isteg, die mit B bezeichneten mit einfachen Rundstäben bewehrt. Die Bewehrung wurde so entworfen, daß der Querschnitt des Stahles Isteg um 33% kleiner war, als der des Rundeisens im entsprechenden Elemente. Die Prüfung der Werkstoffe ergab nachstehende Mittelwerte:

Tafel 2.

Werkstoff	Fließgrenze	Festigkeit	Elastizitätsmodul
A. Stahl Isteg 5,5 mm	3738 kg/cm ²	4261 kg/cm ²	1,630,000
Stahl Isteg 7 mm	3723 „	4339 „	1,600,000
B. Rundstäbe	2640 „	3630 „	2,101,000

Wie man daraus entnimmt, wies der Stahl Isteg im Mittel eine Erhöhung der Fließgrenze um 41,3 % und eine Vergrößerung der Festigkeit um 18,5 % auf.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Eisenbeton-Elementen führten uns zu nachstehenden Folgerungen.

1. Biegungsfestigkeit.

Die Bruch-Belastungen waren in den mit Stahl Isteg von einem um 33 % kleineren Querschnitt bewehrten Elementen praktisch dieselben, wie in den entsprechenden Elementen mit Rundeisen. Bei schwacher Bewehrung traten die ersten Risse früher in den mit Stahl Isteg armierten Balken als beim Rundeisen auf. Dieser Unterschied verschwand bei stärkeren Bewehrungen. Die ersten Haarrisse beim Rundeisen gehen fast sofort nach dem Erscheinen in breite offene Spalten über.

Die Risse beim Stahl Isteg waren anfänglich ohne Vergrößerungsglas nicht bemerkbar, sie öffneten sich sehr langsam sogar bei wesentlicher Steigerung der Belastungen, ohne den Charakter der Haarrisse zu verlieren. Die Ursache dieser Erscheinung liegt wahrscheinlich in dem besseren Haften des Betons an schraubenförmig gewundenen Stahlstäben.

Daraus läßt sich weiter folgern, daß die Betondruckspannung im Bruchstadium bei der Bewehrung mit dem Stahl Isteg günstiger ist, da die Formänderung des Betons gleichmäßiger erfolgt. Beim Rundeisen dagegen wird die Formänderung des Betons an wenigen kurzen Abschnitten stark konzentriert.

2. Durchbiegungen.

Die Durchbiegungen der Betonelemente mit dem Stahl Isteg waren viel größer als diejenigen der entsprechenden Elemente mit Rundeisen. Dieses Ergebnis ist vollkommen verständlich, denn:

- a) bei derselben Belastung sind die Spannungen im Stahl Isteg der Elemente um ~ 50 % höher als in den Rundeisen der Vergleichselemente, was bei gleichem Elastizitätsmodul einer um 50 % größeren Dehnung der Bewehrungsstäbe aus Stahl Isteg entsprechen würde,
- b) der Elastizitätsmodul der Bewehrungsstäbe aus Stahl Isteg ist außerdem niedriger, und zwar $E = 1\,615\,000$, was den Unterschied der Ausdehnungen noch um ungefähr 30 % vergrößert.

Aus beiden Ursachen ergibt sich eine Vergrößerung der Dehnung des Stahl Isteg um $1,5 \cdot 1,3 = 1,95$, d. h. um 95 %, folglich größere Durchbiegungen. Daraus ist jedoch im allgemeinen kein Nachteil zu erwarten, da die Eisenbeton-Konstruktionen überhaupt sehr starr sind.

3. Wirkliche Spannungen.

Bei den Versuchen mit den Elementen IV und IVa wurden die Formänderungen ϵ im Eisen und Beton mit den Tensometern von *Huggenberger* gemessen und daraus an Hand der vorher bestimmten mittleren Werte von E die Spannungen nach der Gleichung $\sigma = E \cdot \epsilon$, berechnet. Diese Spannungen können als gemessene, d. h. als wirkliche betrachtet werden.

Tafel 1.

Zusammenstellung der

Nr.	Dimensionen — Dimensions	Beton Nr. Béton No. Concrete Nr.	Ausgeführt Exécuté Executed	Geprüft Essayé Tested	Zweck der Probe But de l'essai Purpose of testing
II-A		2	27/X.	22/XI.	Haftung — Adherence
II-B		2	27/X.	22/XI.	Haftung — Adherence
III-A		2	27/X.	24/XI.	Druck — Compression
III-B		2	27/X.	24/XI.	Druck — Compression
IIIa-A		2	27/X.	24/XI.	Druck — Compression
IIIa-B		2	27/X.	24/XI.	Druck — Compression

geprüften Elemente.

Nr.	Dimensionen — Dimensions	Beton Nr. Béton No. Concrete Nr.	Ausgeführt Exécuté Executed	Geprüft Essayé Tested	Zweck der Probe But de l'essai Purpose of testing
IV-A		2	27/IX.	21/XI.	Druck — Compression
IV-B		2	27/IX.	21/XI.	
IVa-A		2	27/IX.	21/XI.	
IVa-B		2	27/IX.	21/XI.	
I-A		1	18/IX.	18/X.	Durchbiegung — Flèche — Deflection
I-B		1	18/IX.	18/X.	

Tafel 3. Vergleichung der berechneten und gemessenen Spannungen.

Balken	Bewehrung	Beton gemessen		Stahl gemessen		Beton berechnet für			Stahl berechnet für		
		ε ges.	ε el.	ε ges.	ε el.	St. I	St. II mit		St. I	St. II	
							n=15	n wirkl.		n=15	n wirkl.
IV B	Rundstäbe	30,1	26,8	903	420	21,4	31,9	37,9	105	785	772
IV A	Isteg	49,2	35,2	536	363	24,6	34,9	45,3	120	772	748
IV a B	Rundstäbe	24,3	21,8	307	202	19,3	22,1	24,9	82	258	249
IV a A	Isteg	29,7	23,6	377	194	19,7	24,5	30,8	90	380	360

In der Tafel 3 wurden zwei Werte der „gemessenen“ Spannungen zusammengestellt, nämlich ϵ ges., berechnet aus gesamten Dehnungen und ϵ el., berechnet aus elastischen Dehnungen für die Belastungsstufe von 500 kg. Daneben wurden entsprechende Spannungen, für Stadium I bei $n = 8$, für Stadium II bei $n = 15$ sowie bei $n = \frac{E_e \text{ (wirklich)}}{E_b \text{ (wirklich)}} = n$ wirklich berechnet.

Wir müssen feststellen, daß die gemessenen Spannungen den Spannungen des Stadiums II rechnerisch näher stehen, obwohl die Messungen im Stadium I erfolgten. Beim Beton ist die Übereinstimmung der bemessenen Spannungen mit den berechneten Spannungen bei $n = 15$ ziemlich gut, und zwar besonders wenn wir die elastischen Dehnungen betrachten; bei den gesamten Formänderungen erhalten wir auch eine ziemlich gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Spannungen, besonders wenn wir n wirklich einführen.

Bei der Bewehrung dagegen, nähern sich nur die vermittelt der gesamten Dehnungen gemessenen Spannungen den Rechenspannungen des Stadiums II, wobei die gemessenen Rundeisenspannungen ein wenig größer, und die Spannungen in Isteg-Stäben ein wenig kleiner sind. Die Spannungen, welche nur vermittelt der elastischen Formänderungen gemessen wurden, sind aber ohne Ausnahme niedriger und zwar beinahe um 50 % relativ zu den Rechenspannungen im Stadium II jedoch zwei- bis viermal höher als die Rechenspannungen im Stadium I. Die wirklichen Spannungen liegen also zwischen den Spannungen des Stadiums I und II. Dies kann nur dadurch erklärt werden, daß n für die Zugzone im Stadium I bedeutend größer ist, als der angenommene Wert $n = 8$.

Es darf als wahrscheinlich vorausgesetzt werden, daß die gemessenen Spannungen der Bewehrung mit den unbekanntenen wirklichen Spannungen übereinstimmen. Anders verhält sich die Sache mit den Beton-Spannungen, und zwar aus folgenden Gründen:

1. Die Eisenbeton-Querschnitte arbeiteten im Meßgebiete unzweifelhaft gemäß dem Stadium I, daher nicht auf Grund von statischen Querschnittsgrößen des Stadiums II,
2. Die tatsächliche Verteilung der Spannungen weicht stark ab von der Navier'schen Verteilung, insbesondere sind die Rundstabspannungen kleiner und die Spannungen in der Gegend der Neutralachse größer als dem linearen Schema entspricht.

Daraus ist zu schließen, daß die tatsächlichen Spannungen kleiner sein müssen, als dies aus den Messungen und obigen Berechnungen hervorgeht. Der mittlere

Wert von E_b bei der Biegung muß kleiner sein als beim reinen Druck. Von mehreren ausländischen Forschern wurde übrigens für Beton

$$E_{\text{Bieg.}} = \frac{2}{3} \text{ bis } \frac{1}{2} \text{ von } E_{\text{Achs.}}$$

angegeben.

Die angenäherte Übereinstimmung der gemessenen Spannungen mit den berechneten (nach den üblichen Formeln für Stadium II) ist daher in unserem Falle zufällig.

4. Koeffizient „ n “.

Die Ergebnisse unserer Versuche zwingen noch nicht zur Anwendung eines anderen Wertes von n bei der üblichen Berechnungsweise im Falle der Bewehrung mit Isteg-Stahl, obwohl aus unmittelbaren Messungen der Elastizitätszahlen von Isteg-Stahl und Beton im Mittel $n = 9$ folgt. Denn die berechneten Spannungen sind praktisch beinahe unabhängig von n . Der wahre Wert von n ist übrigens nach verschiedenen bisherigen Versuchen, sogar bei demselben Beton, stark veränderlich und abhängig von den Spannungen.

5. Haftspannungen.

Der Isteg-Stahl erwies bei um 33 % schwächeren Querschnitten einen mehr als um 20 % höheren Haftwiderstand als gewöhnliche Rundstäbe. Außerdem nahm für den Isteg-Stahl das weitere Gleiten des Stabes bei der Steigerung der Belastung bis zum Bruch der Balken langsamer zu, als für das Rundeisen.

6. Abscherung.

Bei den Versuchen mit den Balken III und III a wurde die Festigkeit des Betons unzweifelhaft durch die Scherkräfte überwunden. Der Querschnitt unter der Einzellast bildete bei der Beanspruchung auf Biegung die schwächste Stelle eines jeden Balkens, da die dem Biegemomente widerstehenden Armierungseisen hier größtenteils aufgebogen waren, während das Moment noch seinen höchsten Wert besaß.

Die Scherspannungen im Beton wurden für Stadium I (τ_0) und für Stadium II (τ_b) berechnet. Die Spannungen in den Bewehrungsstäben berechnete man sowohl für die aufgebogenen Stäbe (σ_{z0}) wie auch bei der Berücksichtigung aller Stäbe (τ_z). Die Tafel 4 enthält die Spannungswerte in kg/cm^2 , welche dem Auftreten der ersten Risse entsprachen. Wie man daraus entnimmt, traten die ersten Risse praktisch bei gleichen Spannungswerten auf für beide Bewehrungsarten.

Tafel 4. Scher-Spannungen,

Balken	Bewehrung	τ_0	τ_b	σ_{z0}	τ_z
III B	Rund-Eisen	21,0	30,8	4780	1970
III a B	„	18,7	37,6	2930	1604
III A	Stahl Isteg	21,2	29,7	7260	3010
III a A	„	18,1	34,9	4675	2450

Es ist sehr schwer die Beanspruchung der aufgebogenen Stäbe abzuschätzen. Die übliche Berechnung, nach welcher beim Fehlen von Bügeln die aufgebogenen Stäbe allein die gesamte Scherkraft aufnehmen, d. h. $\sigma_{z_0} = \frac{Q}{F_{\text{abgeb.}} \sqrt{2}}$ ergab in unserem Falle ersichtlich unmögliche Werte, welche die Bruchspannung des Werkstoffs stark überschreiten. Daraus folgt die wesentliche Zusammenarbeit der geraden Stäbe dank der guten Verankerung außerhalb der Stützen.

Bei der Berechnung der Spannung in Bewehrungsstäben mit der Berücksichtigung der geraden Stäbe $\tau_z = \frac{P}{F_{\text{gerade}} + F_{\text{abgeb.}} \sqrt{2}}$ werden dagegen Werte erhalten, welche fast genau den Biegungsspannungen entsprechen. Aus der Vergleichung der Spannungen τ_z bei der Bruchlast folgt, daß auch in diesem Falle die Tragfähigkeit des Isteg-Stahles das 1,5fache der Tragfähigkeit der gewöhnlichen Bewehrung beträgt.

B. Streckmetall.

Das Streckmetall bildet bekanntlich ein Netz mit rhombenförmigen Augen, das aus ausgeglühtem Stahlblech auf Spezialmaschinen erzeugt wird. Der kleinere Winkel eines jeden Rhombus beträgt ca. 41° . Diese optimale Winkelgröße wurde aus Versuchen bestimmt. Die Seitenstreifen eines jeden Rhombus erlitten eine Streckung von der Größe, welche der Dehnung $\frac{1}{\cos 20,5^\circ} - 1 = 0,067 = 7\%$ entspricht. Dieser Wert deckt sich praktisch mit der Streckung des Werkstoffs für Isteg-Stahl, welcher ungefähr 6% beträgt.

Das Streckmetall wird aus Blechstärken von 0,5 bis 4,5 mm bei Streifenbreite von 2,5 bis 10 mm und Rhombusgröße von 10/42, 20/62, 40/115, 75/200 und 150/400 mm erzeugt. Das Streckmetall ist bereits seit 40 Jahren in Anwendung und wurde auch mehrmals in Versuchsanstalten geprüft.

Tafel 5. Prüfung vom Streckmetall.

Blech			Streckmetall			% Änderung infolge Bearbeitung		
σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ϵ %	σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ϵ %	σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ϵ %
2848	3375	22,1	3736	3993	11	+ 30,1	+ 18,1	— 50,3
3042	4205	26,2	4544	4715	10,9	+ 49,2	+ 12,2	— 58,4
3129	4204	23,9	4728	5001	12,1	+ 51,1	+ 18,8	— 49,4
3234	3787	23	4607	4667	7,7	+ 42,4	+ 23,3	— 66,5

In den im Herbst 1934 im Festigkeits-Laboratorium der Warschauer Technischen Hochschule durchgeführten Versuchen wurde die Zunahme der Streckgrenze infolge der bleibenden Ausdehnung der Blechstreifen bei der Erzeugung von Streckmetall bestimmt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der Tafel 5 angegeben.

In Übereinstimmung mit den ausländischen Versuchen zeigte sich, daß die Fließgrenze des Streckmetalls 3600 kg/cm² überschreiten kann und daß die

besten Resultate mit weichem Blech mit größter Streckfähigkeit „ ϵ “ erlangt werden. Die mit Streckmetall bewehrten Eisenbeton-Elemente sind in der Praxis seit Jahren in Anwendung. Die Zusammenarbeit des Streckmetalls mit dem Beton ist ganz analog wie bei dem Isteg-Stahl. Die Durchbiegungen sind größer als bei der Bewehrung mit Rundeisen A 35; die Risse dagegen kleiner, zahlreicher und gleichmäßiger, weshalb auch die Anstrengung des gedrückten Betons gleichmäßiger wird. Der größere Gleitwiderstand bei dem Streckmetall ist durch die besondere Gestaltung leicht erklärlich. Jeder der zahlreichen Knoten wirkt als ein separater Hacken. Das Streckmetall allein würde sich sehr stark deformieren. Das Einbetten im Beton versteift die Netzknoten wesentlich und verhindert die Formänderung der Augen. Zur Wirksamkeit dieser Versteifung dürfen die Netzaugen nicht zu klein gewählt werden. Die für den Stahl Isteg ermittelten Folgerungen sind also grundsätzlich auch für das Streckmetall gültig.

IIc 6

Versuche mit Schleuderbeton-Rohrbalkenträgern.

Essais effectués sur des poutres tubulaires en béton centrifugé.

Experiments on Tubular Beams of Centrifugally Cast Concrete.

Dr. Ing. A. Král,

Professor der techn. Fakultät an der Universität Ljubljana.

Im Sommer des Jahres 1936 wurde in den jugoslawischen Textilwerken in Duga Resa bei Karlovac (Savebanat) ein größeres Objekt ausgeführt, bei dem für Deckenträger Rohrbalken aus Schleuderbeton verwendet wurden. Die Anordnung der Deckenkonstruktion ist aus der Skizze in Fig. 1 ersichtlich. Bei dieser Gelegenheit wurden mehrere Versuchsreihen verschiedenartig ausgestalteter und verschieden bewehrter Rohrträger hergestellt, die in der Materialprüfungsanstalt der Universität in Ljubljana eingehend untersucht wurden.

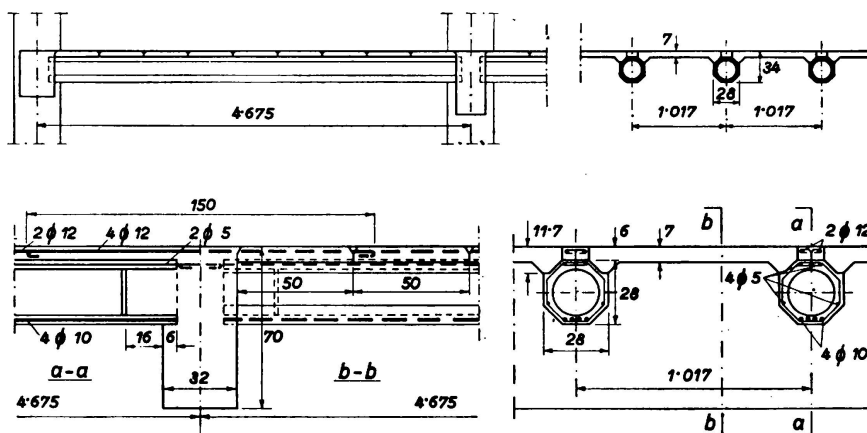


Fig. 1.

Die Rohre wiesen drei verschiedene Formen auf und zwar: 1. eine Achteckform nach Fig. 2 a mit einer Konstruktionshöhe von 28 cm, 2. die gleiche Form mit einer Konstruktionshöhe von 22 cm, 3. eine polygonale Form mit einer Verbreiterung in der Zugzone nach Fig. 2 b. Einzelne Rohre, bei denen größere Einzellasten zu gewärtigen waren, erhielten an den Laststellen und an den Auflagerpunkten Querversteifungen zur Verhinderung vorzeitiger Zerstörung durch Rohrbruch.

Die Bewehrung besteht gemäß Fig. 2 aus je vier Hilfsseisen \varnothing 5 mm in den oberen und mittleren Ecken, aus einer Zugbewehrung in der Unterseite und einer Spiralumschnürung mit Eisendraht \varnothing 3 mm, die laut Angabe der Antragsteller

mit Ausnahme der Rohre 17 und 18 an einzelnen Punkten mit der Hilfs- und Zugbewehrung verschweißt waren.

Zur Bewehrung wurden folgende Stahlmaterialien verwendet:

1. Baustahl Č. 37 von der Krainischen Industriegesellschaft in Jesenice (entspricht dem deutschen St. 37),
2. „Istegstahl“ von derselben Erzeugungsfirma.

Die Ganghöhe der Spiralumschnürungen war verschieden, teilweise waren zwei Spiralumschnürungen angeordnet.

Für sämtliche Betonrohre wurde der hochwertige Portlandzement „Stockbrand“ der Portland-Zementfabrik „Split“ d. d. in Split verwendet. Als Zuschlagstoff diente teilweise gebrochener Kalksteinkies bis zur Korngröße 13 mm aus dem Steinbruch der Textilwerke in Duga Resa, teilweise Savekiessand bis zur Korngröße 13 mm.

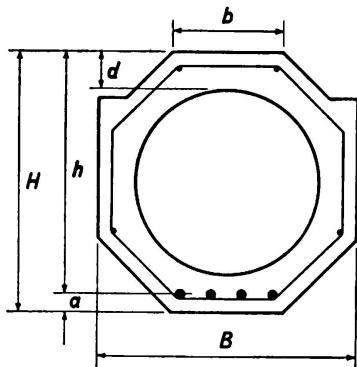


Fig. 2 a.

Balken Nr. 1—12, 17—22, I—III.

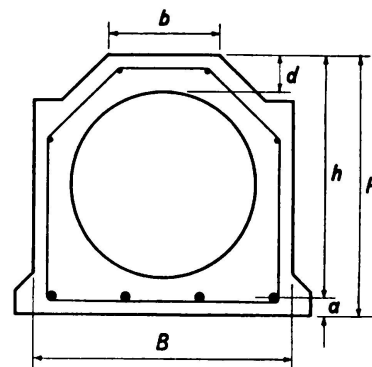


Fig. 2 b.

Balken Nr. 13—16.

Insgesamt wurden folgende drei Mischungsverhältnisse verwendet:

1. Gebrochener Kalksteinkies mit 410 kg Zement auf 1 m³ Fertigbeton, Wasserzementfaktor von 0,45—0,515,
2. Save-Kiessand mit 410 kg Zement auf 1 m³ Fertigbeton, Wasserzementfaktor von 0,45—0,50,
3. Gebrochener Kalksteinkies mit 300 kg Zement auf 1 m³ Fertigbeton, Wasserzementfaktor 0,69—0,72.

Der Bewehrungsstahl Č. 37 wies Festigkeitseigenschaften auf, welche die normenmäßigen Mindestwerte wesentlich übertrafen. Die Streckgrenze bewegte sich im Mittel zwischen 29,52 bis 33,07 kg/mm², die Zugfestigkeit zwischen 40,41 bis 42,43 kg/mm², die spezifische Bruchdehnung bei $l = 10 d$ zwischen 27,3 bis 30,7 %.

Der Istegstahl hatte eine Festigkeit von 44,7 bis 47,4 kg/mm² bei einer 0,4 % Dehnungsgrenze von 37,9 bis 40,3 kg/mm² und einer Bruchdehnung von 5,5 bis 8,5 %.

Die mittleren Festigkeiten der verschiedenen Betonarten nach vier Wochen sind aus der nachstehenden Tabelle ersichtlich:

Gesteinsart des Zuschlagstoffes	Zementmenge	Würfeldruckfestigkeit	Biegezugfestigkeit
	kg an 1 m ³ Beton	kg/cm ²	kg/cm ²
Gebrochener Kalksteinkies	410	630	62.3
Save-Kiessand	410	585	56.9
Gebrochener Kalksteinkies	300	639	54.4

Die Probekörper wurden nicht im Laboratorium sondern auf dem Bauplatz angefertigt, die Herstellungsdaten stammen von der Bauleitung. Im Laboratorium wurden die genauen Dimensionen und Gewichte aufgenommen, bei den Rohrbalken wurde nach erfolgter Bruchbelastung die Bewehrung bloßgelegt und nachgemessen.

Die Untersuchung umfaßte 21 Reihen verschiedenartig ausgestalteter Balkentypen zu je zwei Probekörper, insgesamt also 42 Rohrbalken, von denen im folgenden nur einige charakteristische Resultate hervorgehoben werden.

In der Fig. 3 sind zunächst die Beziehungen zwischen Bruchmoment und Größe der Zugbewehrung bei Verwendung von Normal-Rundstahl Č. 37 und Istegstahl und bei zwei verschiedenen Balkenhöhen von 28 und 22 cm dargestellt.

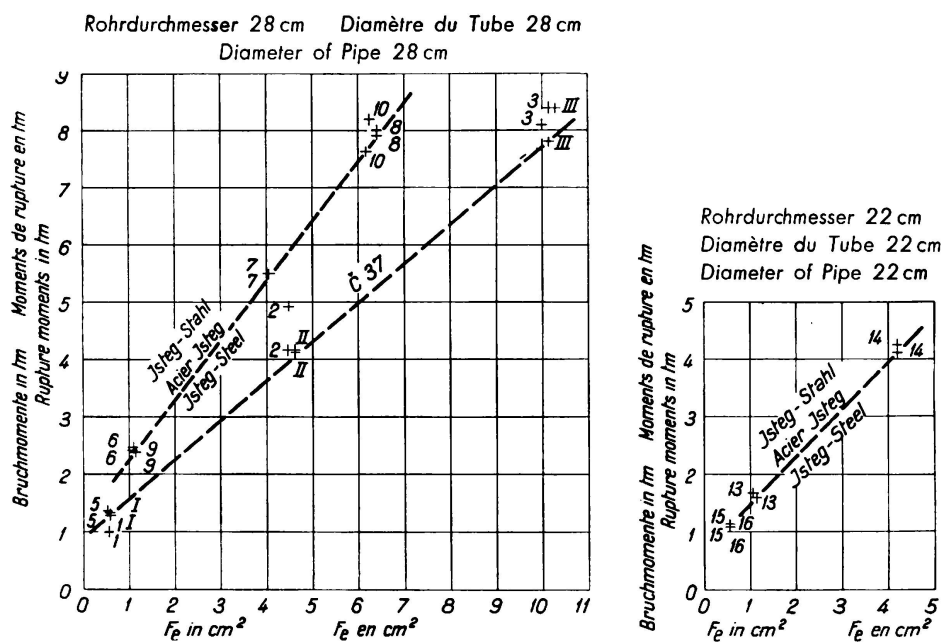


Fig. 3.

In der Übersicht ist vor allem die große Gleichmäßigkeit (die geringe Streuung) der Versuchsergebnisse auffallend und dies nicht nur bei den einzelnen gleichartigen Balkenpaaren sondern auch in dem gleichmäßigen Anwachsen der Bruchmomente mit den zugehörigen Bewehrungsgrößen.

Zur Bewertung der Einzelheiten der Versuchsanordnung und der erzielten Resultate sind in der nachstehenden Zahlentabelle die Resultate von sechs

charakteristischen Balken mit schwacher, mittlerer und starker Zugbewehrung einmal mit Rundstahl Č. 37, das anderemal mit Istegstahl angeführt:

Nr.	Bewehrung		Biegemoment		Berechnete Stahlspannung bei Bruch	
	Stahlart	ϕ	F	bei Riß		bei Bruch
		mm	cm ²	tm	tm	kg/cm ²
5	Č. 37	2 \emptyset 6	0.58	0.78	1.29	9.460
2	„	4 \emptyset 12	4.48	1.79	4.16	4.205
3	„	4 \emptyset 18	9.99	3.32	8.10	3.883
6	Isteg	2 \odot 6	1.08	0.82	2.43	9.490
7	„	4 \odot 8	4.07	1.79	5.49	5.885
8	„	5 \odot 10	6.41	2.66	7.91	5.575

Die Übersicht zeigt — und dies wurde auch bei den übrigen Versuchsreihen festgestellt —, daß bei den Trägern mit geringer Bewehrung bei einer Belastung mit der halben Bruchlast noch keine Risse aufgetreten sind. Bei Trägern mit stärkerer Bewehrung sowie bei Trägern mit Isteg-Bewehrung traten feine Risse früher auf, bei Belastung mit der halben Bruchlast waren jedoch diese feinen Risse in einer Reihe über den Bereich der größten Biegezugspannungen verteilt und schlossen sich nach Entlastung wiederum derart, daß sie mit freiem Auge kaum festzustellen waren. Klaffende Risse traten erst vor dem Bruch auf.

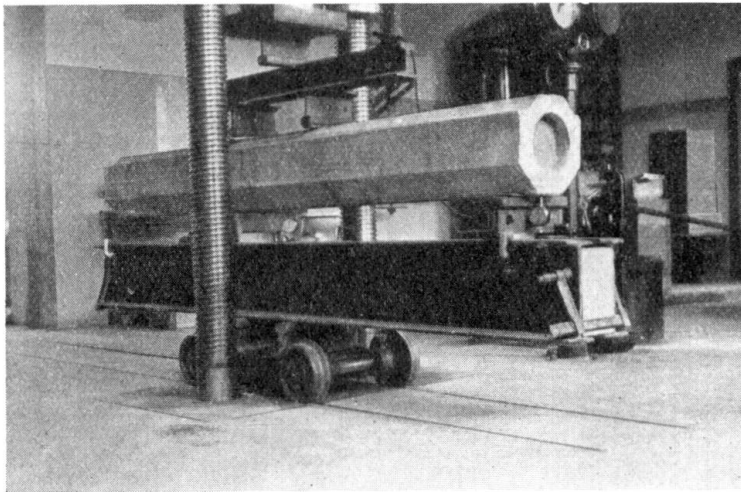


Fig. 4.

Gesamtanordnung der Versuche.

Bei schwach bewehrten Rohren waren auch im Bruchstadium nur Zugrisse ersichtlich, bei stärkerer Zugbewehrung und einfacher Spiralumschnürung traten Schubrisse auf, die in einigen Fällen auch in Rohrbruchrisse übergingen bzw. sich mit diesen kombinierten. Bei starker Umschnürung kamen Stauchungen des Betons in der Druckzone vor, gewöhnlich in der Nähe der Laststellen. Bei schwacher Umschnürung erfolgte die Zerstörung durch Rohrbruch, was besonders bei dem Balkenpaar 1 hervortritt (Fig. 3).

Die in der Zahlentafel angeführten Eisenzugspannungen, die nach Stadium II unter Annahme der Verhältniszahl $n = \frac{E_c}{E_b} = 10$ errechnet wurden, zeigen, daß namentlich bei schwach armierten Balken die theoretischen Eisenzugspannungen illusorische Werte annehmen, was damit zu erklären ist, daß bei diesen Trägern auch im Bruchstadium der Beton in der Zugzone, trotz seiner durch Risse verursachten Diskontinuität noch sehr ausgiebig mitwirkt. Je stärker die Armierung wird, desto mehr nähert sich die errechnete Eisenzugspannung vor dem Bruchstadium der Streckgrenze des Bewehrungsmateriales.

Ausgeführte Durchbiegungsmessungen bei wiederholter Belastung zeigen neben den normalen Plastizitätserscheinungen ein sehr günstiges elastisches Verhalten, so daß zur Ermittlung der Spannungen und Verformungen solcher Träger die klassische Elastizitätstheorie angewendet werden kann. Es handelt sich — wie überhaupt im Eisenbetonbau — vor allem um eine richtige Erfassung der Elastizitätskonstanten. Bei Biegungsbeanspruchungen dürfte sich möglicherweise auch eine Ergänzung oder Korrektur der klassischen *Bernoulli-Navier*'schen Biegungshypothese empfehlen. Jedenfalls bietet es keine unüberwindlichen

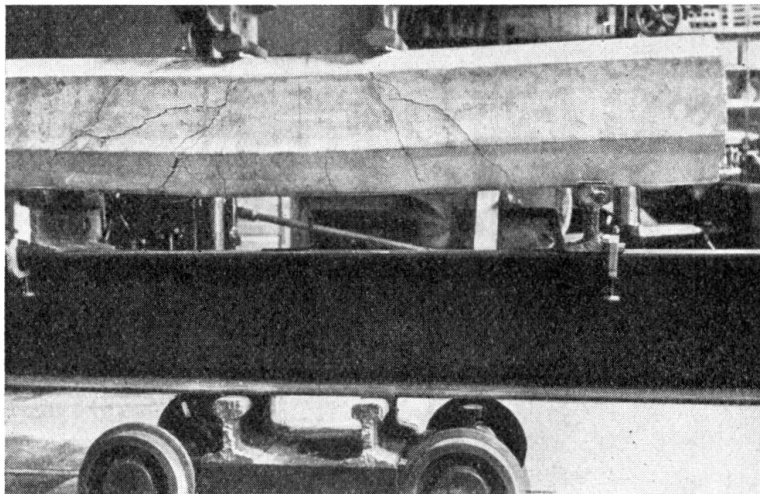


Fig. 5.
Kombinierte
Schub- und
Rohrbruch-
risse.

Schwierigkeiten, mit den Mitteln der Elastizitätstheorie die Stellen der gefährlichsten Beanspruchungen zu bestimmen und die dort auftretenden Spannungen mit ausreichender Approximation zu bewerten, was bei den behandelten Rohrbalken, die in ihrer Ausgestaltung ein räumliches Tragsystem darstellen, ganz besonders wichtig ist. Daß die auf lineare Spannungszustände reduzierte Abschätzung der Spannungszustände von den wahren Verhältnissen, die durch räumliche Spannungstensenoren gegeben sind, sehr abweicht, ist logisch und ist auch durch die obigen Resultate erwiesen.

Die große Gleichmäßigkeit der Prüfungsergebnisse ist wohl durch die ganz besondere Dichtigkeit und Gleichmäßigkeit des Betons, die an den Bruchstellen beobachtet werden konnte, zu erklären. Diese, an einer ansehnlichen Zahl von fabrikmäßig hergestellten Balken festgestellten Eigenschaften zeigen, daß das Schleuderverfahren, welches schon lange zur Herstellung von Leitungsmasten und Druckrohren verwendet wird, bei sorgfältiger Verarbeitung auch rationell zur Anfertigung von Tragbalken ausgewertet werden kann.

IIc 7

Zur Frage der Sicherheit im Eisenbetonbau.

La sécurité des constructions en béton armé.

The Safety of Reinforced Concrete Structures.

Ing. A. Umlauf,

Wien.

Verfolgen wir die aufsteigende Entwicklung der Verwendung hochwertiger Baustähle im Eisenbetonbau, so finden wir schon in der Nachkriegszeit in der Literatur mehrere Berichte über die Versuche mit solchen Baustählen.

Es ist naheliegend, daß man sich zunächst mit dem am häufigsten vorkommenden und die auftauchenden Probleme am besten untersuchenden Fall, der Biegung beschäftigte. Am wichtigsten und interessantesten sind dabei die Vergleichsversuche, die Vergleiche mit den früher verwendeten gewöhnlichen Bewehrungseisen aus St. 37 gestatten. Eine der besten von den wenigen Zusammenstellungen über derartige Versuche hat Oberbaurat *Dr. Emperger* veröffentlicht, aus denen die Tatsache gefunden wurde, daß die Versuchskörper mit verschiedenen Baustählen höherer Streckgrenze durchwegs ganz erheblich größere Bruchwiderstände zeigten als man auf Grund der gewöhnlichen Berechnung auf Biegung erwartet hatte. Es zeigte sich, daß der zur Biegeberechnung verwendete Beiwert $n = 15$ für gewöhnliche Baustähle St. 37 zu hoch bemessen ist ($n = 10$ in der Schweiz und in Jugoslawien).

Einer gewissen Veränderlichkeit des Beiwertes n hat man in England schon dadurch Rechnung getragen, daß man ihn von der Höhe der Würfelfestigkeit abhängig gemacht hat.

In Österreich hat man eine Korrektur der Betonbeanspruchung für höherwertige Baustähle schon 1928 zugelassen und zwar für einen kalt gereckten Sonderstahl einer Streckgrenze von 3600 kg/cm^2 .

Gleicherweise hat man in Bulgarien eine Erhöhung der Betonbeanspruchung um 15% nach aufwärts zugelassen.

Neuester Zeit hat man eine New-Yorker Bauordnung beschlossen, in der die Korrektur der Betonbeanspruchung von 15% nach aufwärts für Eisenbetonbalken mit höherwertigen Baustählen zugelassen wird.

Auch in Deutschland hatte man sich diesen aufgefundenen Tatsachen nicht verschlossen und hat sich im Jahre 1932 das Ministerium für Volkswohlfahrt veranlaßt gesehen, für den oberwähnten Sonderstahl in der Zulassung die 15% ige Korrektur der Betonbeanspruchung nach aufwärts zu gestatten. Das Finanzministerium in Berlin hat sich wegen der noch ausstehenden Beantwortung ver-

schiedener, nicht voll geklärter Fragen veranlaßt gesehen, gestützt auf die Vorschläge des Deutschen Eisenbetonausschusses, Sondervorschriften für bestimmte Baustähle zu empfehlen, deren Ergänzung nach den im Gange befindlichen Versuchen des Deutschen Eisenbetonausschusses bis Frühjahr 1937 in Aussicht steht. An Hand dieser Versuche werden dann die Behörden die vorhandenen Vorschriften für höherwertige Baustähle zweifellos entsprechend ergänzen, wie es z. B. in Österreich durch die neueste Oenorm geschah, wo man die in den Versuchen gefundene Erhöhung der Bruchlasten gegenüber den sich mit $n = 15$ ergebenden Rechnungswerten auf Grund der Literatur-Nachweise *Dr. Emperger's* berücksichtigte, indem man für die Berechnung bis zu dem sich rechnungsgemäß aus erhöhten Eisenspannungen ergebenden Grenzwerten, wie bereits berichtet wurde, auch Erhöhungen der Betonbeanspruchung bei Anwendung gewöhnlicher Baustähle bis zu 15 v. H. und bei Anwendung höherwertiger Baustähle bis zu 25 v. H. und höher gestattet hat.

In diesem Sinne bedeutet wohl der auf dem gegenwärtigen Kongreß gemachte Vorschlag *Dr. Friedrich's*, Dresden, eine begrüßenswerte Verbesserung, indem er die unbrauchbare Dreiecksverteilung der Druckspannung im Biegungsfalle durch die rechteckige ersetzen will. Diesem Vorschlag kommt umso mehr Gewicht zu, als andere Forscher, wie z. B. Hofrat *Dr. Saliger*, Wien, Prof. *Brandtzaeg*, Trontheim und *Dr. Bittner*, Wien, ebenfalls eine derartige Spannungsverteilung gefunden haben. Diese Methode gestaltet die Berechnung sehr einfach, doch wäre hierzu nach den vielen Versuchserfahrungen in Deutschland, Österreich, der Schweiz, der Tschechoslowakei, U. S. A. und anderen Staaten noch zu empfehlen, bei der Berechnung der Nullachsenlage für gewöhnliche Baustähle $n = 10$ und für höherwertige Baustähle $n = 15$ zu benützen, falls deren Streckgrenze mindestens 3600 kg/cm^2 beträgt.

Um diesen Vorschlag zu erhärten, kann man für gestreckte Baustähle die Stetigkeit der Spannungs-Dehnungs-Linie nach dem Vorschlage eines Mitarbeiters der Lehrkanzel *Klockner*, Prag, am besten durch eine Hyperbel im Anschluß an die *Hook'sche* Gerade ausdrücken (Fig. 1). Fig. 2 zeigt diese Linie für gewöhn-

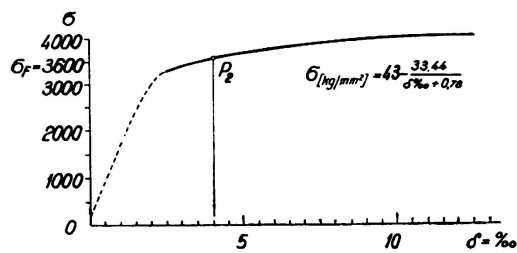


Fig. 1.
Isteg-Stahl

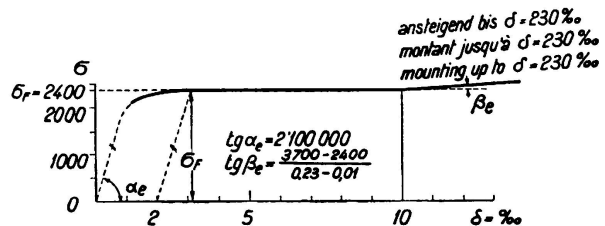


Fig. 2.
Stahl St. 37.

liches Baueisen. In der Fig. 3a sind Dehnungen für Ebenbleiben des Querschnittes, in Fig. 3b die Spannungs-Dehnungs-Linien nach ihrem parabolischen Verlauf mit einer Vergrößerung der Stauchung bis zum Druckrande ohne Spannungserhöhung im letzten Teil und in Fig. 3c nach dem parabolischen Verlauf nach der Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton dargestellt.

Unter Benützung der Hyperbelgleichung für den Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahles und jener für den Beton als Parabel bzw. als Parabel mit Rechteck, ist man nun in der Lage, streng theoretisch die Kurve M/bh^2 in Abhängigkeit von der Höhe des Bewehrungsgebietes genau zu berechnen.

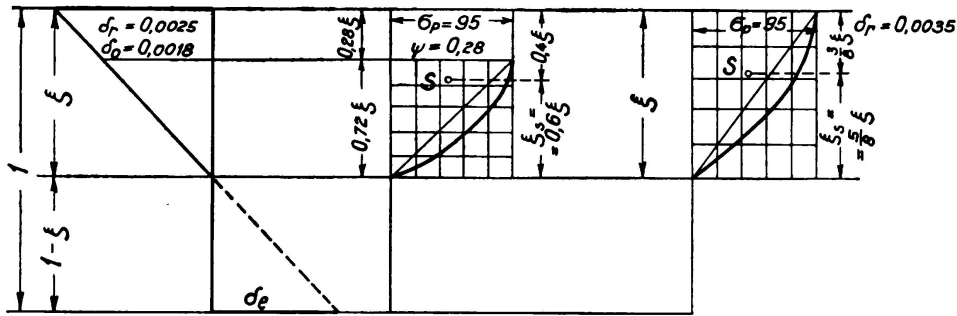


Fig. 3 a.

Fig. 3 b.

Fig. 3 c.

In Fig. 4 sind nach der früher zitierten Schweizer Verordnung (Prof. Roš), bzw. auf Grund der beiden obigen Annahmen Tragmomentenkurven dargestellt, links für den beispielsweise gewählten Isteg und rechts für St. 37 u. zw. durch die Linienzüge 1, 2, 3 bzw. 1 a, 2 a, 3 a, die sich, wie man sieht, fast decken. In den Linien 4 und 4a sind punktweise die Ergebnisse einer in Dresden durch-

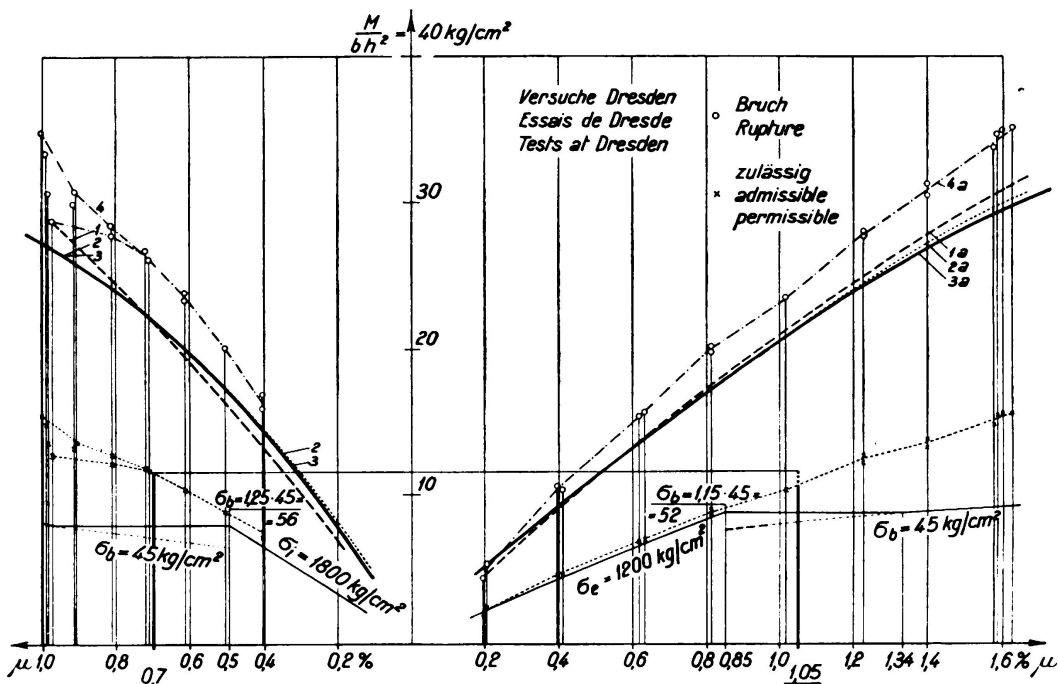


Fig. 4.

Isteg.

St. 37.

geführten Serie von Vergleichsversuchen aufgetragen, bei der absichtlich die denkbar geringste Würfelfestigkeit von 110 kg verwendet wurde, u. zw. wurden die verlangten vorgeschriebenen Mindestwürfelfestigkeiten von 160 kg/cm² auf 2/3 reduziert, entsprechend einer zweifachen Sicherheit im Eisen und einer drei-

