

zahl $\omega = 1,22$ ergibt sich dagegen eine zulässige Gebrauchslast von 78 t und damit ein 3facher Sicherheitsgrad.

Demgegenüber ermittelt sich mit der in den D. B. für den vorliegenden Fall vorgeschriebenen Knickzahl $\omega = 2,15$ bei den Säulen der 1. bis 3. Versuchsreihe ein 4,9-, 5,5- bzw. 5,4facher Sicherheitsgrad.

b) Umschnürte Säulen.

1. Säulen ohne Knickgefahr.

a) Allgemeines.

Eine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen läßt sich bekanntlich dadurch erzielen, daß als Querbewehrung kreisförmige Umschnürungen verwendet werden. Als solche Umschnürungen kommen gewöhnlich Ringbügel oder Spiraleisen in Betracht, wobei der Abstand der Ringe oder die Ganghöhe der Spiraleisen nicht mehr als 8 cm betragen darf.

Den Umschnürungen entsprechend ist der Querschnittsumriß der umschnürten Säulen entweder ein Kreis oder ein regelmäßiges Vieleck (gewöhnlich ein Achteck). Letztere Querschnittsform wird deshalb bevorzugt, weil sie einfacher auszuführen ist.

Wie versuchsmäßig erwiesen, ist die Tragfähigkeit der umschnürten Säulen ohne Knickgefahr bestimmt durch

$$(14a) \quad P_{r_{\max}} = \sigma_p \cdot F_k + \sigma_q \cdot F_e + m \cdot \sigma_p \cdot F_s.$$

In dieser Gleichung bedeutet F_k den durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzten Querschnitt des umschnürten Kerns; $F_s = \frac{\pi \cdot D}{t} \cdot f$, wenn D den mittleren Krümmungsdurchmesser der Querbewehrungseisen, f den Querschnitt der letzteren und t ihren Abstand in der Richtung der Säulenachse bezeichnen sowie m einen aus Versuchen ermittelten Beiwert.

Die sonstigen Bezeichnungen der Gl. 14a sind bekannt. Die Tragfähigkeit der umschnürten Säulen setzt sich demnach aus der Eigenfestigkeit des Kernbetons, aus dem Widerstand der Längseisen und aus dem Einfluß der Querbewehrung zusammen. Mit

$$\frac{\sigma_q}{\sigma_p} = n \text{ und } (F_k + n \cdot F_e + m \cdot F_s) = F_{i_s}$$

geht sie über in

$$(14b) \quad P_{r_{\max}} = \sigma_p \cdot F_{i_s}.$$

Die Anwendbarkeit der Gl. 14 ist im Hinblick auf die vorliegenden Versuchsergebnisse an die Bedingung geknüpft, daß der Querschnitt der Längseisen etwa 0,8 bis 8% des Kernquerschnitts und mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung F_s beträgt. Außerdem ist sie an die Bedingung geknüpft, daß der Beiwert m der jeweiligen Prismenfestigkeit des Betons entsprechend eingesetzt wird. Abb. 6 enthält

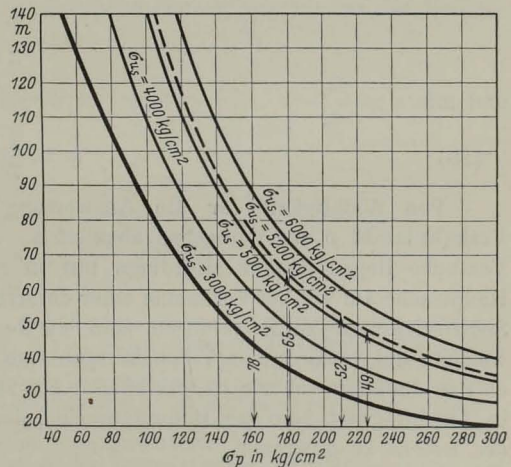


Abb. 6. Beziehungen zwischen σ_p , σ_{u_s} und m .

der jeweiligen Prismenfestigkeit des Betons entsprechend eingesetzt wird. Abb. 6 enthält

die für Umschnürungseisen mit einer Streckgrenze von etwa 3000 kg/cm² von Mörsch aus den Bruchlasten verschiedener Säulen abgeleitete und in Form einer stark ausgezogenen Schaulinie dargestellten Beziehung zwischen σ_p und m .

Wegen der besonderen Bedeutung, die dem Beiwert m für die Ableitung des Sicherheitsgrades von umschnürten Säulen zukommt, sei darauf verwiesen, daß dieser Beiwert versuchsmäßig auch auf einem anderen Wege als von den Bruchlasten der Säulen aus ermittelt werden kann. Wird nämlich bei genügend großer längsgerichteter Druckkraft und bei genügend dichter Ausbildung der Umschnürung die von derselben auf den Beton ausgeübte querverrichtete Druckspannung mit $\bar{\sigma}_q$, die durch $\bar{\sigma}_q$ bewirkten Ringspannungen in den Umschnürungseisen mit σ_u und das Verhältnis der auf die Längeneinheit bezogenen federnden Längsstauchungen des Betons zu seinen federnden Querdehnungen mit

$$\rho = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_q} \text{ (Poissonsche Zahl)}$$

bezeichnet, so ermittelt sich

$$2 \cdot f \cdot \sigma_u = D \cdot \bar{\sigma}_q \cdot t = D \cdot \frac{\sigma'_b}{\rho} \cdot t,$$

wobei σ'_b den durch die Umschnürung bewirkten Zuwachs an Längsfestigkeit des Betons darstellt, und mit

$$\frac{F_s}{F_k} = \frac{4 \cdot f}{D \cdot t}$$

ergibt sich

$$F_k \cdot \sigma'_b = \frac{\rho}{2} \cdot \sigma_u \cdot F_s.$$

Beträgt im Bruchzustand $\sigma_u = \sigma_{u_s}$ und wird der Ausdruck

$$\frac{\rho}{2} \cdot \sigma_{u_s} \cdot F_s$$

dem 3. Glied der Gl. 14a gleichgesetzt, so ermittelt sich

$$m = \frac{\rho}{2} \cdot \frac{\sigma_{u_s}}{\sigma_p}$$

und mit $\bar{n} = \frac{\sigma_{u_s}}{\sigma_p}$

$$(15) \quad m = \frac{\rho}{2} \cdot \bar{n}^1).$$

Von Wichtigkeit für die Auswertung dieser Gleichung ist es zunächst, die Verhältniszahl ρ aus Versuchen abzuleiten. Solche auf die Ermittlung von ρ gerichtete Versuche liegen seither allerdings nur in recht beschränkter Zahl vor, was in der Hauptsache auf die bei Vornahme einer derartigen Ermittlung sich ergebenden besonderen Schwierigkeiten zurückzuführen sein dürfte. Wohl vorwiegend aus diesem Grunde weichen die vorliegenden Versuchsergebnisse zum großen Teil so stark voneinander ab, daß es zunächst schwer ist, überhaupt ein zutreffendes Bild über die Verhältniszahl ρ in Abhängigkeit von der Betongüte und den jeweiligen Querschnittsbeanspruchungen des Betons zu gewinnen.

Versuche, bei denen die Verhältniszahl ρ unzuverlässig abgeleitet wurde, sind nach eigener Angabe z. B. jene der französischen Kommission für Eisenbeton (7). Auch die in den Heften 5 und 28 des D. A. f. E. abgeleitete Verhältniszahl ρ erscheint

¹⁾ Vgl. auch Mörsch (25), S. 239; Saliger (28), S. 119 und Emperger (24), Heft 11, S. 17.

unzuverlässig, soweit sie, wie z. B. in der Tafel 24 des erstgenannten Heftes, den Wert $p \approx 3$ unterschreitet und mit zunehmender Querschnittsbeanspruchung größer wird¹⁾.

Der Wert $p < 3$ ist deshalb nicht möglich, weil die Verhältniszahl p für Beton keinesfalls kleiner werden kann wie jene z. B. für Flußeisen, für das sie bekanntlich $p = 3$ bis 4 beträgt, nachdem die Querdehnungen des Betons geringer sind als die des gleichverkürzten Eisens²⁾.

Wie sich die Verhältniszahl p mit zunehmender Querschnittsbeanspruchung des Betons ändert, geht aus den in neuester Zeit von Yoshida (30) durchgeführten umfangreichen Versuchen hervor. Bei diesen Versuchen wurden unbewehrte Betonprismen von quadratischem Querschnitt mit 12 cm Seitenlänge und 50 cm Höhe verwendet. Die Messungen der Formänderungen geschahen in halber Höhe der Prismen, und zwar die Längenänderungen auf eine Meßlänge von 10 cm, die Querdehnungen auf eine Meßlänge von 8 cm. Die Messungen erfolgten also außerhalb des Störungsbereiches, der durch die Endflächenreibung an den Druckplatten der Prüfungsmaschine bewirkt wird. Die Belastung wurde stufenweise gesteigert.

Abb. 7 enthält in Form von Schaulinien³⁾ die Abhängigkeit der Verhältniszahl p von den Querschnittsbeanspruchungen des Betons, wie sie Yoshida mittels der Prismen P_{3-1}^{XI} , P_{1-6}^{IX} und P_{1-6}^X für Beton mit $\sigma_p = 125, 160$ und 225 kg/cm^2 ermittelte⁴⁾. Der gestrichelte Teil der Schaulinien ist der mutmaßliche Verlauf bis in die Nähe der Bruchlast. Für diesen Verlauf wurde die bei den meisten der vorliegenden Versuche festgestellte Beobachtung berücksichtigt,

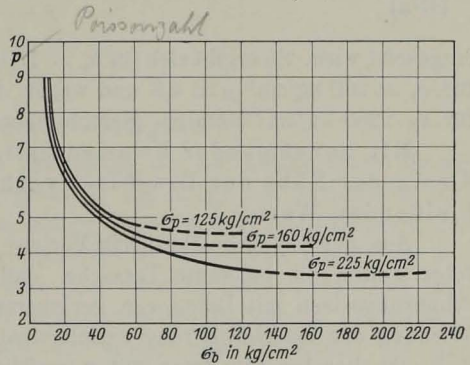


Abb. 7. Abhängigkeit der Verhältniszahl p von der Prismenfestigkeit und den Querschnittsbeanspruchungen des Betons (nach Versuchen von Yoshida).

daß sich die Verhältniszahl p mit zunehmenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons einem gleichbleibenden Werte nähert.

Unter der Bruchlast beträgt demnach

für Beton mit $\sigma_p = 125 \text{ kg/cm}^2$	$p \approx 4,7$,
" " " $\sigma_p = 160$	" $p \approx 4,2$ und
" " " $\sigma_p = 225$	" $p \approx 3,4$.

Es errechnet sich also mit $\sigma_{u_s} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ nach Gl. 15

für $\sigma_p = 125 \text{ kg/cm}^2$	$m = 57$,
" $\sigma_p = 160$	" $m = 39$ und
" $\sigma_p = 225$	" $m = 23$.

¹⁾ In diesem Zusammenhang sei bemerkt, daß die von Probst (27), S. 292, angeführten und auch in anderen Werken [z. B. Saliger (28), S. 116] übernommenen Verhältniszahlen p , die sowohl hinsichtlich ihrer Größe wie hinsichtlich ihrer Veränderlichkeit mit zunehmender Querschnittsbeanspruchung zutreffend erscheinen und dem Heft 5 des D. A. f. E. entnommen sein sollen, aus den die in diesem Heft vorhandenen Versuchszahlen nicht nachgeprüft werden konnten.

²⁾ Vgl. auch Jauch, Ein kritischer Vergleich der Säulenversuche des österreichischen und deutschen Eisenbetonausschusses, S. 12, Dissertation, Stuttgart 1930.

³⁾ Die Schaulinien wurden durch Anpassung an die Versuchswerte ermittelt.

⁴⁾ Die an den übrigen Prismen ermittelten Werte p wurden deshalb in Abb. 7 nicht berücksichtigt, weil sie sich unter den größeren Belastungsstufen wesentlich kleiner als $p = 3$ ergaben (vgl. die Ausführungen weiter oben). Dieselben dürften darauf zurückzuführen sein, daß wegen der Belastungsgrenze der Meßdose die Querschnittsabmessungen der Versuchskörper mit 12 auf 12 cm recht gering gewählt werden mußten und deshalb Ungleichmäßigkeiten in der Zusammensetzung des Betons, die sich nie vermeiden lassen, das Ergebnis beeinflussen können.

Diese Werte m stimmen somit recht gut mit jenen der Abb. 6 überein. Sie ändern sich nur unwesentlich, wenn wiederholte Belastungen berücksichtigt werden. Z. B. ergab sich bei den Versuchen von Yoshida für einen Beton mit $\sigma_p = 160$ bis 170 kg/cm^2 und für eine Querschnittsbeanspruchung von $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ beim 1. Belastungswechsel $p = 6,42$, beim 400. Belastungswechsel $p = 6,12$.

Aus der guten Übereinstimmung der vorstehend abgeleiteten Werte m mit jenen der Abb. 6 kann auf die Abhängigkeit der in der Nähe der Bruchlast vorhandenen Verhältniszahl p von der Prismenfestigkeit des Betons geschlossen werden. Diese Abhängigkeit ermittelt sich genügend genau, wenn die Werte m der stark ausgezogenen Schaulinie der Abb. 6 mit der jeweils zugehörigen Prismenfestigkeit in die Gleichung

$$(15 \text{ a}) \quad p = \frac{2 m \cdot \sigma_p}{\sigma_{u_s}}$$

eingesetzt wird. So ergibt sich für $\sigma_p = 120 \text{ kg/cm}^2$ $p = 5,2$; für $\sigma_p = 160 \text{ kg/cm}^2$ $p = 4,7$, für $\sigma_p = 200 \text{ kg/cm}^2$ $p = 4,3$ und wegen des hyperbelähnlichen Verlaufes der Schaulinie für $\sigma_p \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ ziemlich gleichbleibend $p = 4$.

Mit zunehmender Prismenfestigkeit des Betons nähert sich demnach die in der Nähe der Bruchlast vorhandene Verhältniszahl p einem gleichbleibenden Wert.

Aus dem hyperbelähnlichen Verlauf der stark ausgezogenen Schaulinie der Abb. 6 folgt weiter die bekannte Tatsache, daß bei gleichbleibender Streckgrenze der Umschnürungseisen mit Beton von geringerer Druckfestigkeit eine bessere umschnürende Wirkung der Querbewehrung erzielt wird als mit Beton von größerer Druckfestigkeit. Z. B. ist dieselbe für Beton mit $\sigma_p = 240 \text{ kg/cm}^2$ und $m = 25$ nur noch etwa halb so groß wie für Beton mit $\sigma_p = 160 \text{ kg/cm}^2$ und $m = 45$. Um deshalb bei Säulen aus hoch- oder höchstwertigem Beton eine bessere umschnürende Wirkung zu erzielen, kommt in erster Linie die Verwendung von Umschnürungseisen mit hochgelegener Streckgrenze in Betracht.

Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich m direkt verhältnismäßig mit der Streckgrenze der Umschnürungseisen ändert, was auch aus Gl. 15 zu erkennen ist. Aus diesem Grunde lassen sich in Abb. 6 ohne weiteres die Beziehungen zwischen σ_p und m , z. B. für $\sigma_{u_s} = 4000, 5000$ und 6000 kg/cm^2 , in Form von weiteren Schaulinien eintragen.

Wird Gl. 14a in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit des Betons gebracht, so geht sie bei Verwendung von Würfeln mit 30 cm Kantenlänge über in

$$(16 \text{ a}) \quad P_{r_{\max}} = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}} \cdot \left(F_k + \frac{4}{3} \cdot \frac{\sigma_q}{\sigma_{w_{30}}} \cdot F_e + m \cdot F_s \right) = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}} \cdot F_{i_s}$$

Bei Verwendung von Würfeln mit 20 cm Kantenlänge lautet sie dagegen

$$(16 \text{ b}) \quad P_{r_{\max}} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}} \cdot \left(F_k + \frac{3}{2} \cdot \frac{\sigma_q}{\sigma_{w_{20}}} \cdot F_e + m \cdot F_s \right) = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}} \cdot F_{i_s}$$

Dabei ist für die praktische Anwendung dieser Gleichungen, entsprechend den Ausführungen S. 5, die Würfelfestigkeit des Betons nach einer etwa 28tägigen Erhärtungszeit einzusetzen.

Zwischen der meistens gegebenen Gebrauchslast P und der unter dieser Last vorhandenen Querschnittsbeanspruchung $\sigma_{b_{\text{zul}}}$ besteht die Beziehung

$$(17) \quad P = \sigma_{b_{\text{zul}}} \cdot F_{i_s}$$

Die Querschnittsbeanspruchung der Längsbewehrung ist, wie schon aus Tafel 3 hervorgeht, unter der Gebrauchslast so gering, daß auf dieselbe hier nicht weiter ein-

gegangen werden soll. Ebenso soll auf die äußerst geringe Querschnittsbeanspruchung der Querbewehrung unter dieser Last hier nicht weiter eingegangen werden, da erst nach dem Überschreiten der Eigenfestigkeit des Betons in der Längsrichtung die Querdehnungen so groß werden, daß die Querbewehrung größere Beanspruchungen erfährt.

β) Der rechnungsmäßige Sicherheitsgrad.

Wird der abzuleitende Sicherheitsgrad auf das Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast bezogen, so vereinfacht sich dieses Verhältnis wiederum auf das Verhältnis der unter diesen Lasten rechnungsmäßig vorhandenen Betondruckspannungen. Es ergibt sich dann

$$(18a) \quad \nu_r = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_{w30}}{\sigma_{b_{zul}}}$$

oder

$$(18b) \quad \nu_r = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{w20}}{\sigma_{b_{zul}}}.$$

γ) Der tatsächliche Sicherheitsgrad.

Vorbedingung für eine möglichst genaue Ermittlung des bei umschnürten Säulen jeweils tatsächlich vorhandenen Sicherheitsgrades ist die möglichst zutreffende Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons aus seiner jeweiligen Würfelfestigkeit, des jeweiligen Verhältnisses n und des jeweiligen Beiwertes m . Inwieweit mit der in den Gl. 16 festgelegten Prismenfestigkeit des Betons und dem in den Gl. 14 u. 16 festgelegten Verhältnis n , sowie mit dem in Abb. 6 dargestellten Beiwert m die tatsächlichen Werte σ_p , n und m erfaßt werden, geht am besten aus der Größe der Abweichungen der aus diesen Gleichungen ermittelten Bruchlasten der Säulen von den tatsächlichen Bruchlasten hervor.

Für die Ableitung dieser Abweichungen lassen sich allerdings nur wenige Versuche anführen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß auffallenderweise bei einer größeren Anzahl der vorliegenden Versuche mit umschnürten Säulen der Nachweis der Würfelfestigkeit des verwendeten Betons fehlt, aber auch darauf, daß verschiedene dieser Versuche Mängel aufweisen. Solche Mängel sind z. B. in einer unzulänglichen Kopfausbildung der Säulen, in einer ungenügenden Querbewehrung oder in einer anderen Beschaffenheit des Betons in den bewehrten Säulen als in den Probewürfeln zu sehen. Aus diesem Grunde werden von den bekannteren deutschen Versuchen hier nur jene angeführt, die von der Wayss & Freytag AG. sowie von Rudeloff vorgenommen wurden. Im ersten Falle handelt es sich um die im Buche von Mörsch (25), S. 217, angeführten Säulen K und L, im letzten Falle um die in Heft 28 des D. A. f. E. angeführten Säulen Nr. 31 bis 33, 37 bis 39, 43 bis 45 sowie 65 bis 67. Bei diesen Versuchen wurde die Druckfestigkeit des Betons durchweg an Würfeln von 30 cm Kantenlänge nachgewiesen. Die Versuchskörper wurden im Alter von 45 bzw. 90 Tagen geprüft.

Tafel 8a enthält die näheren Einzelheiten der Versuche sowie alle zur Ermittlung der rechnungsmäßigen Bruchlasten aus Gl. 16a notwendigen Angaben. Auch enthält diese Tafel eine Gegenüberstellung der rechnungsmäßig abgeleiteten und der tatsächlich vorhandenen Bruchlasten der Säulen sowie in einer besonderen Spalte die in Hundertteilen ausgedrückten Abweichungen Δ zwischen $P_{r_{max}}$ und $P_{t_{max}}$.

Wie aus Tafel 8a hervorgeht, besteht eine recht befriedigende Übereinstimmung zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Bruchlasten. Die Abweichungen Δ schwanken lediglich bis zu 9%.