

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

$\frac{\sigma_q}{\sigma_p} = n$  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

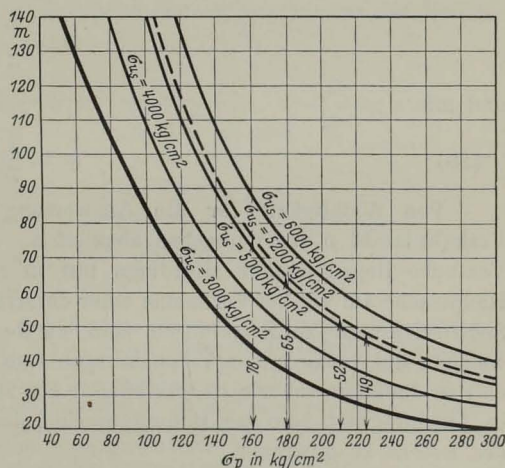


Abb. 6. Beziehungen zwischen  $\sigma_p$ ,  $\sigma_{u_s}$  und  $m$ .

die für Umschnürungseisen mit einer Streckgrenze von etwa 3000 kg/cm<sup>2</sup> von Mörsch aus den Bruchlasten verschiedener Säulen abgeleitete und in Form einer stark ausgezogenen Schaulinie dargestellten Beziehung zwischen  $\sigma_p$  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  $\sigma_u$  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  $\sigma'_b$  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  $\rho$  aus Versuchen abzuleiten. Solche auf die Ermittlung von  $\rho$  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  $\rho$  in Abhängigkeit von der Betongüte und den jeweiligen Querschnittsbeanspruchungen des Betons zu gewinnen.

Versuche, bei denen die Verhältniszahl  $\rho$  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  $\rho$  erscheint

<sup>1)</sup> 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 wird<sup>1)</sup>.

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 Eisens<sup>2)</sup>.

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 Schaulinien<sup>3)</sup> 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  $225 \text{ kg/cm}^2$  ermittelte<sup>4)</sup>. 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,

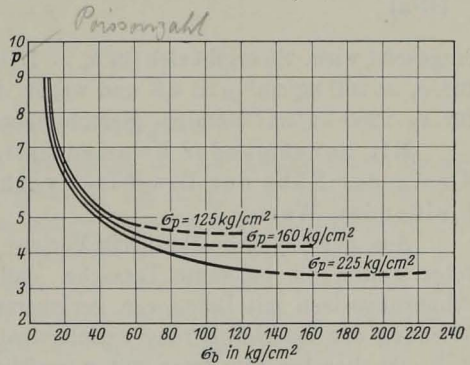


Abb. 7. Abhängigkeit der Verhältniszahl  $p$  von der Prismenfestigkeit und den Querschnittsbeanspruchungen des Betons (nach Versuchen von Yoshida).

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 |
| " $\sigma_p = 225$                   | " $m = 23$ .   |

<sup>1)</sup> 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.

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

<sup>3)</sup> Die Schaulinien wurden durch Anpassung an die Versuchswerte ermittelt.

<sup>4)</sup> 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  $170 \text{ kg/cm}^2$  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  $\sigma_p$  und  $m$ , z. B. für  $\sigma_{u_s} = 4000, 5000$  und  $6000 \text{ kg/cm}^2$ , 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 rechnermäßige 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 rechnermäßig 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  $\sigma_p$ ,  $n$  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 rechnermäßigen Bruchlasten aus Gl. 16a notwendigen Angaben. Auch enthält diese Tafel eine Gegenüberstellung der rechnermäßig abgeleiteten und der tatsächlich vorhandenen Bruchlasten der Säulen sowie in einer besonderen Spalte die in Hundertteilen ausgedrückten Abweichungen  $\Delta$  zwischen  $P_{r_{max}}$  und  $P_{t_{max}}$ .

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

Tafel 8. Vergleich zwischen rechnungsmäßiger und tatsächlicher Bruchlast von umschnürten Säulen bei mittiger Druckbelastung.

a) Bei Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons mittels 30-cm-Würfel.  
( $P_{r_{\max}}$  aus Gl. 16 a).

Veröffentlichung	Versuchs- bezeichnung	Abmessungen u. Eisen- einlagen der Säulen				$\sigma_w$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_q$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{v_s}$ kg/cm <sup>2</sup>	m aus Abb. 6	$P_{r_{\max}}$ t	$P_{t_{\max}}$ t	$\Delta$ %	Bemer- kungen
		Kern- durch- messer cm	Höhe cm	$F_e$ cm <sup>2</sup>	$F_s$ cm <sup>2</sup>								
Mörsch (25), S. 214 (Versuche der Wayss & Freytag AG.)	K	28	90	7,6	12,9	245	3000	3000	36	221	218,8	- 1	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	L	28	90	12,3	24,0	245	3000	3000	36	308	328,4	+ 6,5	
D. A. f. E. Heft 28 (Versuche von Rudeloff)	31-33	28	130	12,3	11,0	233	2290	3010	38	204	215,4	+ 5,5	
	37-39	28	130	12,3	11,0	241	2680	2930	36	211	209,3	- 1	
	43-45	28	130	12,3	11,0	207	2680	2930	45	201	201,3	0	
	65-67	28	130	16,1	31,8	239	2290	2630	34	341	373,1	+ 9	

b) Bei Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons mittels 20-cm-Würfel.  
( $P_{r_{\max}}$  aus Gl. 16 b).

B. u. E. 1930, Heft 1 (Versuche von Saliger)	23	30	120	31,6	7,2	240	8000 <sup>1)</sup>	5200	78	462	496	+ 7,5	Mittelwert aus je 2 Versuchen
	24	30	120	63,1	3,5	335	8000	5200	49	710	738	+ 4	
	25	30	120	61,9	7,2	313	8000	5200	52	725	745	+ 3	
	26	30	120	61,9	14,6	267	8000	5200	65	800	891	+11	
	27	30	120	61,9	15,1	319	8000	2300	23	720	752	+ 4,5	

1) Vgl. B. u. E. 1930, S. 10 u. 11, sowie Tafel V dortselbst.

Dieses Ergebnis beweist einwandfrei, wie zutreffend einesteils die in Gl. 16 a erfolgte Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons zu  $\sigma_p = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}}$ , andernteils die in den Gl. 14 u. 16 a erfolgte Ableitung des Verhältnisses  $n = \frac{\sigma_q}{\sigma_p}$  ist. Wäre nämlich in üblicher Weise die Prismenfestigkeit des Betons zu  $\sigma_p = \frac{4}{5} \cdot \sigma_{w_{30}}$  und damit  $n = \frac{5}{4} \cdot \frac{\sigma_q}{\sigma_{w_{30}}}$  abgeleitet worden, so hätten sich die Abweichungen  $\Delta$  bis zu 10% nach der für die Sicherheit ungünstigen Seite hin ergeben.

Das erzielte Ergebnis beweist außerdem, wie zutreffend die in Abb. 6 dargestellten Beiwerte  $m$  sind.

Versuche an umschnürten Säulen, bei denen die Druckfestigkeit des verwendeten Betons gleichzeitig an Würfeln von 20 cm Kantenlänge nachgewiesen wurde, liegen ebenfalls nur in recht beschränkter Zahl vor. In Tafel 8b sind mit den gleichen Einzelheiten wie bei den Versuchen der Tafel 8a sämtliche Versuche angeführt, die Saliger Anfang 1929 an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Wien vornahm<sup>1)</sup>. Es handelte sich bei diesen Versuchen um Säulen, die ausschließlich unter Verwendung von hochwertigem Beton und hochwertiger Stahlbewehrung hergestellt wurden. Das Alter der Versuchskörper betrug bei der Prüfung 40 Tage.

1) Vgl. B. u. E. 1930, Heft 1. Die in den Heften 3 u. 11 des österr. Eisenbetonausschusses (24) angeführten Versuche an umschnürten Säulen lassen sich wegen Unvollständigkeit der Angaben nicht weiter auswerten.

Für die rechnermäßige Ermittlung der Bruchlast kommt Gl. 16b in Betracht.

Wie aus Tafel 8b hervorgeht, besteht auch bei diesen Versuchen eine recht befriedigende Übereinstimmung zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Bruchlasten. Die Abweichungen  $\lambda$  schwanken lediglich zwischen 3 und 11%.

Dieses Ergebnis beweist ebenfalls einwandfrei, wie zutreffend einesteils die in Gl. 16b erfolgte Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons zu  $\sigma_p = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w20}$ , andernteils die in den Gl. 14 u. 16b erfolgte Ableitung des Verhältnisses  $n = \frac{\sigma_q}{\sigma_p}$  ist. Es beweist außerdem, wie zutreffend die in Abb. 6 dargestellten Beiwerte  $m$  sind.

Zusammenfassend ist den angeführten Versuchen zu entnehmen, daß die Gl. 16 zweifellos eine zuverlässige Grundlage für die Sicherheitsberechnung von umschnürten Säulen bieten.

Aus diesem Grunde kann unter Umgehung der Gl. 2 die Ableitung des tatsächlichen Sicherheitsgrades genügend genau mittels der Gl. 18 vorgenommen werden, wenn die jeweils zulässige Betondruckspannung  $\sigma_{b_{zul}}$  aus Gl. 17 errechnet wird. Es ergeben sich dann wiederum dieselben Folgerungen, wie sie bereits S. 25 für Säulen mit einfacher Bügelbewehrung abgeleitet wurden.

Insbesondere ergibt sich die Folgerung, daß für die Einhaltung des auch bei umschnürten Säulen nach den Ausführungen S. 6 vorgesehenen 3fachen Sicherheitsgrades, wenn  $\sigma_{b_{zul}}$  voll in Rechnung gestellt wird, bei Verwendung von Würfeln mit 30 cm Kantenlänge unter der Voraussetzung sorgfältiger Bauausführung eine Betondruckfestigkeit von etwa

$$\sigma_{w20} = 4,0 \cdot \sigma_{b_{zul}},$$

bei Verwendung von Würfeln mit 20 cm Kantenlänge unter der gleichen Voraussetzung eine Betondruckfestigkeit von etwa

$$\sigma_{w20} = 4,5 \cdot \sigma_{b_{zul}}$$

nachzuweisen ist.

Wird die Druckfestigkeit des Betons in üblicher Weise an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelt, so sind also für z. B.  $\sigma_{b_{zul}} = 60, 80$  oder  $100 \text{ kg/cm}^2$  die bereits S. 26 angeführten Würfelfestigkeiten nachzuweisen, wenn ein 3facher Sicherheitsgrad angestrebt wird.

Liegen erheblich abweichende Würfelfestigkeiten vor, so errechnet sich der jeweils geänderte Sicherheitsgrad genügend genau aus den Gl. 18<sup>1)</sup>.

Wird bei der Ableitung des Sicherheitsgrades von der unter der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Prismenfestigkeit des Betons  $\sigma_{p_t}$  ausgegangen, die sich mit Hilfe der tatsächlichen Bruchlast und der durch das Verhältnis  $n$  und den Beiwert  $m$  bestimmten Kräfteverteilung zwischen Beton und Eisen ermitteln läßt, so ergeben sich die jeweiligen Abweichungen  $\lambda$  zwischen dieser Prismenfestigkeit und der zu  $\sigma_{p_r} = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w20}$  bzw.  $\frac{2}{3} \cdot \sigma_{w20}$  rechnermäßig abgeleiteten Prismenfestigkeit des Betons, in Hundertteilen ausgedrückt, naturgemäß ebenso groß wie die Ab-

<sup>1)</sup> Bez. des sich aus den D.B. ergebenden unteren Grenzfalles des Sicherheitsgrades vgl. die auch hier zutreffende Fußnote 1, S. 26.

weichungen  $\Delta$  zwischen  $P_{\max}$  und  $P_{r\max}$ . Da der für die Ermittlung des tatsächlichen Sicherheitsgrades nach Gl. 2 abzuleitende rechnermäßige Sicherheitsgrad sich wiederum aus den Gl. 18 bestimmt, so ermitteln sich die auf diesem Wege abgeleiteten Sicherheitszahlen bzw. die für die Einhaltung eines bestimmten Sicherheitsgrades nachzuweisenden Würfelfestigkeiten in gleicher Größe wie weiter oben.

Von besonderer Wichtigkeit ist bei hochbeanspruchten umschnürten Säulen die Kenntnis der Abweichung der unter der Gebrauchslast tatsächlich vorhandenen Betondruckspannung von ihrem rechnermäßigen Wert. Dies ist darauf zurückzuführen, daß es erst mit Kenntnis dieser Abweichung möglich ist, die Frage der Sicherheit gegenüber dem Auftreten von Rissen in der Betonumhüllung außerhalb der Querbewehrung zutreffend zu beurteilen, nachdem diese Risse bekanntlich dann auftreten, wenn der Beton eine Beanspruchung erfährt, die etwa seiner Eigenfestigkeit im unbewehrten Prisma entspricht.

Die Kenntnis der unter der Gebrauchslast tatsächlich vorhandenen Betondruckspannung und die Abweichung von ihrem rechnermäßigen Wert kann aber auch aus dem S. 35 bei Behandlung der Frage der Knicksicherheit angeführten Grunde erwünscht sein, sowie deshalb, um feststellen zu können, inwieweit mittels der Berechnungsweise mit der Fläche  $F'_s$  nach Gl. 16 der unter der Gebrauchslast tatsächlich vorhandene Spannungszustand erfaßt wird.

Die Abweichungen zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen können z. B. aus den bei den Säulenversuchen der französischen Kommission für Eisenbeton (7) an den umschnürten Säulen Nr. 2 und Nr. 8 unter verschiedenen Belastungsstufen vorgenommenen Stauchungsmessungen abgeleitet werden<sup>1)</sup>. Diese Säulen wiesen bei gleichbleibender Bewehrungsstärke ( $\mu = 1,77\%$ ,  $\mu' = 4,35\%$ ) verschiedene Druckfestigkeiten des verwendeten Betons auf, nämlich  $\sigma_p = 185 \text{ kg/cm}^2$  bei der Säule Nr. 2 und  $\sigma_p = 243 \text{ kg/cm}^2$  bei der Säule Nr. 8. Sie hatten bei 2 m Höhe einen achteckigen Querschnittsumriß mit einem Durchmesser des einbeschriebenen Kreises von 20 cm. Der Kerndurchmesser betrug 18,4 cm. Es ergibt sich also  $F_b = 332 \text{ cm}^2$  und  $F_k = 262 \text{ cm}^2$ . Gleichzeitig mit der Vornahme der Stauchungsmessungen an den bewehrten Säulen wurden auch solche Messungen an unbewehrten Prismen von gleicher Beschaffenheit des Betons wie bei den Säulen durchgeführt.

Tafel 9a enthält für die Säule Nr. 2 eine Gegenüberstellung der unter verschiedenen Belastungsstufen als tatsächlich vorhanden zu bezeichnenden Betondruckspannungen  $\sigma_b$  und der jeweils zugehörigen mittels der Fläche  $F'_s$  aus der Beziehung

$$(17a) \quad P = \sigma_b \cdot F'_s$$

rechnermäßig ermittelten Betondruckspannungen  $\sigma_{b_r}$ . Dabei leitet sich mit  $\sigma_s = 2300 \text{ kg/cm}^2$   $n = 12,5$  sowie mit  $\sigma_{u_s} = 3000 \text{ kg/cm}^2$   $m = 35$  ab.

Wie aus Tafel 9a hervorgeht, sind die Betondruckspannungen  $\sigma_{b_r}$  beträchtlich geringer als  $\sigma_b$ . Die Abweichungen betragen ziemlich gleichbleibend rd. 50%.

<sup>1)</sup> Die deutschen Versuche weisen kein brauchbares Beispiel auf, bei dem für die Herstellung der Säulen hochwertiger Beton von möglichst hoher Druckfestigkeit verwendet wurde. Die in Heft 28 des D. A. f. E. behandelten Versuche kommen als Beispiel deshalb nicht in Betracht, weil sich bei diesen unter gleichen Belastungsstufen die Stauchungen der bewehrten Säulen im Mittel größer ergaben als bei den unbewehrten Säulen.

Im übrigen führt die Auswertung der Stauchungsmessungen, die z. B. Bach und Kleinlogel an Säulen mit  $\sigma_p = 133$  und  $143 \text{ kg/cm}^2$  vornahmen, zu den gleichen Folgerungen wie die Auswertung der Stauchungsmessungen an den Säulen der franz. Kommission f. Eisenbeton. Auch führt die Auswertung der an den übrigen Säulen dieser Kommission vorgenommenen Stauchungsmessungen zu den gleichen Folgerungen wie die Auswertung der Säulen Nr. 2 und Nr. 8.



Aus diesem Grunde ergibt der Spannungsnachweis mittels Gl. 17a ein ganz unzutreffendes Bild über die vorhandene Sicherheit gegenüber dem Auftreten von Rissen in der Betonumhüllung außerhalb der Querbewehrung. Wird z. B. als Gebrauchslast der Säule Nr. 2  $\frac{1}{3}$  der Bruchlast von 152 t zugelassen, also rd. 50 t, so ist unter dieser Last nur eine etwa 1,4fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten dieser Risse vorhanden (vgl. auch S. 50), während sich rechnermäßig eine etwa 2,7- bzw. 2,1fache Sicherheit ergibt.

Zu einem ähnlichen Ergebnis führt eine Gegenüberstellung der in Tafel 9b für die Säule Nr. 8 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten Betondruckspannungen  $\sigma_{b_r}$  und  $\sigma_{b_t}$ . Dabei leitet sich mit  $\sigma_s = 2300 \text{ kg/cm}^2$   $n = 9,5$  sowie mit  $\sigma_{u_s} = 3000 \text{ kg/cm}^2$   $m = 25$  ab.

Auch bei dieser Säule unterschreiten die Spannungswerte  $\sigma_{b_r}$  die Werte  $\sigma_{b_t}$ , wenn auch nicht mehr so beträchtlich, so doch immerhin ziemlich gleichbleibend um rd. 40%. Für eine Gebrauchslast von 54,5 t, die etwa  $\frac{1}{3}$  der Bruchlast der Säule Nr. 8 von 164,5 t ausmacht, ist demnach nur eine etwa

1,9fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten der Risse in der Betonumhüllung vorhanden (vgl. auch S. 50), während sich rechnermäßig eine etwa 2,7- bzw. 2,2fache Sicherheit ergibt.

Es zeigt sich also, daß die in der Fläche  $F_{i_s}$  berücksichtigte Umschnürungswirkung der Querbewehrung erheblich größer zum Ausdruck kommt, als sie unter der Gebrauchslast in Wirklichkeit vorhanden ist. Wird deshalb der Spannungsnachweis dadurch vereinfacht, daß er wie bei den Säulen mit einfacher Bügelbewehrung lediglich mittels der Fläche

$$(19) \quad F_i = F_b + n \cdot F_e$$

vorgenommen wird, so ermitteln sich, wie Tafel 9 ebenfalls zeigt, Betondruckspannungen  $\overline{\sigma_{b_r}}$ , welche die tatsächlichen Betondruckspannungen im allgemeinen recht zutreffend wiedergeben.

Aus diesem Grunde sollte, besonders wenn es sich um die Ausführung von hochbeanspruchten umschnürten Säulen handelt, neben dem für die Einhaltung einer ausreichenden Bruchsicherheit des Verbundes notwendigen Spannungsnachweis mittels Gl. 17 auch der Spannungsnachweis mittels der vorstehenden Fläche  $F_i$  vorgenommen und mit diesem mindestens eine etwa 1,5fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten von Rissen in der Betonumhüllung außerhalb der Querbewehrung nachgewiesen werden.

Tafel 9. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen von umschnürten Säulen.

Ermittelt aus den Versuchen der franz. Kommission für Eisenbeton. ( $\mu = 1,77\%$ ,  $\mu_s = 4,35\%$ ).

a) Säule Nr. 2 mit  $\sigma_p = 185 \text{ kg/cm}^2$ .

		Betondruckspannungen in $\text{kg/cm}^2$		
P		$\sigma_{b_t}$	$\sigma_{b_r}$ Gl. 17 a mit $n = 12,5$ , $m = 35$	$\overline{\sigma_{b_r}}$ mittels Gl. 19 mit $n = 12,5$
t				
13,6		34,7	18,6	37,7
34		93,9	46,6	94,8
41		115,5	56,2	114
47,6		133	65,2	132,5
54,5		151,4	74,8	152

b) Säule Nr. 8 mit  $\sigma_p = 243 \text{ kg/cm}^2$ .

		Betondruckspannungen in $\text{kg/cm}^2$		
P		$\sigma_{b_t}$	$\sigma_{b_r}$ Gl. 17 a mit $n = 9,5$ , $m = 25$	$\overline{\sigma_{b_r}}$ mittels Gl. 19 mit $n = 9,5$
t				
13,6		37	22,7	36,4
34		97	56,8	90,6
41		117,3	68,4	109,5
47,6		138	79,4	127
54,5		157,5	91	145,5
61,5		176,6	102,8	164,5
68		195,8	113,5	181,5

Von der Vornahme eines solchen Spannungsnachweises kann jedoch abgesehen werden, wenn die Stärke der Umschnürung dadurch nach oben begrenzt wird, daß z. B.

$$(20) \quad F_{i_s} \leq 2 F_b$$

sein muß. Damit wird erreicht, daß die Belastung einer umschnürten Säule höchstens das Doppelte betragen darf wie für eine solche ohne Umschnürung und ohne Längseisen. Dies hat zur Folge, daß mindestens eine halb so große Sicherheit gegenüber dem Auftreten der ersten Risse in der Betonumhüllung vorhanden ist wie gegenüber dem Bruch. Da letztere Sicherheit bei hochbeanspruchten Säulen mindestens eine 3fache sein soll, so wird mit obiger Begrenzung der Umschnürung für solche Säulen mindestens eine 1,5fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten dieser Risse erzielt<sup>1)</sup>.

Dies läßt sich z. B. an Hand der vorbehandelten Versuche nachweisen. So ermittelte sich bei der Säule Nr. 8 mit  $n = 9,5$  und  $m = 25$   $F_{i_s} = 600 \text{ cm}^2$  sowie  $2 F_b = 664 \text{ cm}^2$ , womit die Bedingung der Gl. 20 erfüllt ist. Da bei dieser Säule der Beginn der Rißbildung unter einer Belastung von etwa 100 t eintrat, ergibt sich mit einer Gebrauchslast von 54,5 t (vgl. weiter oben) eine 1,9fache Sicherheit gegenüber dieser Rißbildung.

Dagegen ermittelt sich bei der Säule Nr. 2 mit  $n = 12,5$  und  $m = 35$   $F_{i_s} = 725 \text{ cm}^2$  sowie wiederum  $2 F_b = 664 \text{ cm}^2$ , womit die Bedingung der Gl. 20 nicht erfüllt ist. Da bei dieser Säule der Beginn der Rißbildung bereits unter einer Belastung von etwa 70 t eintrat, ergibt sich mit einer Gebrauchslast von rd. 50 t (vgl. weiter oben) nur noch eine etwa 1,4fache Sicherheit gegenüber dieser Rißbildung.

Auf die tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen der Längs- und Querbewehrung der Säulen soll im Hinblick auf die Ausführungen S. 44 nicht weiter eingegangen werden.

#### d) Folgerungen.

Als wichtigstes Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß die aus den Gl. 16

mittels der zu  $\sigma_p = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}}$  bzw.  $\frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}}$  festgelegten Prismenfestigkeit des Betons so-

wie mittels des zu  $\frac{\sigma_q}{\sigma_p}$  festgelegten Verhältnisses  $n$  und des zu der vorgenannten Prismenfestigkeit zugehörigen Beiwertes  $m$  der Abb. 6 abgeleiteten Bruchlasten mit den tatsächlichen Bruchlasten recht gut übereinstimmen, auch dann, wenn für die Herstellung der Säulen hochwertiger Beton sowie hochwertiger Baustahl verwendet wird. Der beabsichtigte 3fache Sicherheitsgrad ist damit unter der Voraussetzung sorgfältiger Bauausführung auf jeden Fall vorhanden, wenn an Würfeln von 20 cm Kantenlänge eine Betondruckfestigkeit nachgewiesen wird, die, ebenso wie bei den Säulen mit einfacher Bügelbewehrung, etwa dem 4,5fachen Betrag der in Rechnung gestellten zulässigen Betondruckspannung entspricht. Für z. B.  $\sigma_{b_{zul}} = 80 \text{ kg/cm}^2$  ist somit, bezogen auf eine etwa 28tägige Erhärtungszeit des Betons,  $\sigma_{w_{20}} = \sim 360 \text{ kg/cm}^2$ , für  $\sigma_{b_{zul}} = 100 \text{ kg/cm}^2$  sogar  $\sigma_{w_{30}} = \sim 450 \text{ kg/cm}^2$  nachzuweisen.

Der Nachweis derart großer Würfelfestigkeiten ist voll berechtigt, nachdem sich bei umschnürten Säulen durch eine Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Betondruckspannungen selbst bei großen Belastungen so kleine Querschnittsabmessungen ergeben können, daß schon durch geringe Ausführungsfehler der beabsichtigte Sicherheitsgrad stark beeinträchtigt werden kann.

<sup>1)</sup> Vgl. auch Mörsch (25), 6. Aufl., S. 223.

So können bei nicht genügendem Stampfen oder Stochern des Betons die auf einen verhältnismäßig kleinen Querschnitt verteilten zahlreichen Bewehrungsseisen der setzenden Bewegung des Betons derart hinderlich sein, daß eine Lockerung des Gefüges und damit eine Minderung der Festigkeit herbeigeführt wird. Auch kann durch unsachgemäßes Stampfen oder Stochern des Betons der Abstand der Ringbügel oder die Ganghöhe der Spiraleisen ungleich werden.

Die mittels Gl. 17a abgeleiteten Betondruckspannungen ergaben sich für Beton mit  $\sigma_p = 185$  und  $243 \text{ kg/cm}^2$  erheblich geringer als die tatsächlichen Betondruckspannungen. Wird der Spannungsnachweis jedoch mittels der Fläche der Gl. 19 vorgenommen, so errechnen sich Betondruckspannungen, die mit den tatsächlichen Betondruckspannungen recht gut übereinstimmen.

Von besonderer Bedeutung für die Tragfähigkeit der Säulen ist die Umschnürungswirkung der Querbewehrung. Diese ergab sich als veränderlich, und zwar wird sie mit zunehmender Prismenfähigkeit des Betons rasch geringer. Mit zunehmender Streckgrenze wird sie jedoch größer. Für Säulen aus hoch- oder höchstwertigem Beton kommt deshalb zur Erzielung einer besseren Umschnürungswirkung der Querbewehrung in erster Linie die Verwendung von hochwertigem Baustahl in Betracht. Dabei ist jedoch kein zu dünner Stahldraht zu verwenden, da wegen der geringen Scherfestigkeit des Betons bei einer zu starken Anspannung der Umschnürung sich der Stahldraht im Beton einschneiden kann, womit die Umschnürungswirkung der Querbewehrung natürlich verloren geht.

Da für hochbeanspruchte umschnürte Säulen die Sicherheit gegenüber dem Auftreten der ersten Risse in der Betonumhüllung außerhalb der Querbewehrung recht gering ausfallen kann, ergibt sich die Notwendigkeit, diese Sicherheit nach unten zu begrenzen. Eine mindestens 1,5fache Sicherheit läßt sich erzielen, wenn die Bedingung der Gl. 20 eingehalten wird.

## 2. Säulen mit Knickgefahr.

Der Hauptvorteil der umschnürten Säulen besteht bekanntlich in der außerordentlich großen Tragfähigkeit bei geringen Querschnittsabmessungen. Deshalb erscheint bei gleichbleibender Gebrauchslast und gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen die Knicksicherheit derartiger Säulen gegenüber jenen mit einfacher Bügelbewehrung erheblich vermindert. Dies ist jedoch nicht der Fall, wie nachstehende Ermittlungen zeigen.

Wird das Schlankheitsverhältnis  $\lambda$  in Beziehung gebracht zur Säulenhöhe  $l$  und zum Krümmungsdurchmesser  $D$  der Querbewehrungsseisen, so ermittelt sich mit

$$J_k = \frac{\pi \cdot D^4}{64}, \quad F_k = \frac{\pi \cdot D^2}{4}, \quad i = \frac{D}{4}$$

der Beiwert  $\alpha_2$  der Gleichung

$$(21) \quad \lambda = \alpha_2 \cdot \frac{l}{D}$$

zu  $\alpha_2 = 4,0$ , und als untere Schlankheitsgrenze ergibt sich aus Abb. 4

$$\text{für } \sigma_{b_{zul}} = 35 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{l}{D} = 24,0, \quad \text{für } \sigma_{b_{zul}} = 45 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{l}{D} = 21,8,$$

$$\text{für } \sigma_{b_{zul}} = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{l}{D} = 19,1, \quad \text{für } \sigma_{b_{zul}} = 80 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{l}{D} = 18,1 \quad \text{und}$$

$$\text{für } \sigma_{b_{zul}} = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{l}{D} = 17,7.$$