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

$$\nu_r = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_{w_{30}}}{\sigma_{b_{zul}}} \tag{18a}$$

oder

$$\nu_r = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{w_{20}}}{\sigma_{b_{zul}}} . \tag{18b}$$

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%.

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. 16a).

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	Abmessungen u. Eiseneinlagen der Säulen: Kerndurchmesser cm	Höhe cm	F_e cm²	F_s cm²	σ_w kg/cm²	σ_q kg/cm²	σ_{u_s} kg/cm²	m aus Abb. 6	$P_{r_{max}}$ t	$P_{t_{max}}$ t	$\varDelta$ %	Bemerkungen
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	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	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. 16b).													
B. u. E. 1930, Heft 1 (Versuche von Saliger)	23	30	120	31,6	7,2	240	8000[1]	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. 16a erfolgte Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons zu $\sigma_p = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}}$, andernteils die in den Gl. 14 u. 16a 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 $\varDelta$ 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[1]). 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 rechnungsmäßige Ermittlung der Bruchlast kommt Gl. 16b in Betracht.

Wie aus Tafel 8b hervorgeht, besteht auch bei diesen Versuchen eine recht befriedigende Übereinstimmung zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Bruchlasten. Die Abweichungen Δ 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 $\sigma_p = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}}$, 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

$$\sigma_{w_{30}} = 4{,}0 \cdot \sigma_{b_{zul}},$$

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

$$\sigma_{w_{20}} = 4{,}5 \cdot \sigma_{b_{zul}}$$

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 kg/cm² 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[1]).

Wird bei der Ableitung des Sicherheitsgrades von der unter der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Prismenfestigkeit des Betons σ_{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 Δ zwischen dieser Prismenfestigkeit und der zu $\sigma_{p_r} = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}}$ bzw. $\frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}}$ rechnungsmäßig abgeleiteten Prismenfestigkeit des Betons, in Hundertteilen ausgedrückt, naturgemäß ebenso groß wie die Ab-

[1]) Bez. des sich aus den D. B. ergebenden unteren Grenzfalles des Sicherheitsgrades vgl. die auch hier zutreffende Fußnote 1, S. 26.

weichungen $\varDelta$ zwischen $P_{t_{max}}$ und $P_{r_{max}}$. Da der für die Ermittlung des tatsächlichen Sicherheitsgrades nach Gl. 2 abzuleitende rechnungsmäßige 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 rechnungsmäßigen 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 rechnungsmäßigen 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_{i_s} nach Gl. 16 der unter der Gebrauchslast tatsächlich vorhandene Spannungszustand erfaßt wird.

Die Abweichungen zwischen rechnungsmäßigen 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[1]). Diese Säulen wiesen bei gleichbleibender Bewehrungsstärke ($\mu = 1{,}77\,\%$, $\mu' = 4{,}35\,\%$) verschiedene Druckfestigkeiten des verwendeten Betons auf, nämlich $\sigma_p = 185$ kg/cm² bei der Säule Nr. 2 und $\sigma_p = 243$ kg/cm² 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 $F_b = 332$ cm² und $F_k = 262$ cm². 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 σ_{b_t} und der jeweils zugehörigen mittels der Fläche F_{i_s} aus der Beziehung

$$P = \sigma_b \cdot F_{i_s} \tag{17a}$$

rechnungsmäßig ermittelten Betondruckspannungen σ_{b_r}. Dabei leitet sich mit $\sigma_s = 2300$ kg/cm² $n = 12{,}5$ sowie mit $\sigma_{u_s} = 3000$ kg/cm² $m = 35$ ab.

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

[1]) 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 kg/cm² 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 $^1/_3$ 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 rechnungsmäßig 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 σ_{b_r} und σ_{b_t}. Dabei leitet sich mit $\sigma_s = 2300$ kg/cm² $n = 9{,}5$ sowie mit $\sigma_{u_s} = 3000$ kg/cm² $m = 25$ ab.

Auch bei dieser Säule unterschreiten die Spannungswerte σ_{b_r} die Werte σ_{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 $^1/_3$ 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 rechnungsmäßig eine etwa 2,7- bzw. 2,2fache Sicherheit ergibt.

Tafel 9. Vergleich zwischen rechnungsmäßigen 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 $\sigma_p = 185$ kg/cm².

P t	Betondruckspannungen in kg/cm² σ_{b_t}	σ_{b_r} Gl. 17a mit $n = 12{,}5$, $m = 35$	$\overline{\sigma_{b_r}}$ mittels Gl. 19 mit $n = 12{,}5$
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 $\sigma_p = 243$ kg/cm².

P t	Betondruckspannungen in kg/cm² σ_{b_t}	σ_{b_r} Gl. 17a mit $n = 9{,}5$, $m = 25$	$\overline{\sigma_{b_r}}$ mittels Gl. 19 mit $n = 9{,}5$
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

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

$$F_i = F_b + n \cdot F_e \tag{19}$$

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.

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

$$F_{i_s} \leq 2\,F_b \tag{20}$$

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[1]).

Dies läßt sich z. B. an Hand der vorbehandelten Versuche nachweisen. So ermittelte sich bei der Säule Nr. 8 mit $n = 9{,}5$ und $m = 25$ $F_{i_s} = 600$ cm² sowie $2\,F_b = 664$ cm², 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 $m = 35$ $F_{i_s} = 725$ cm² sowie wiederum $2\,F_b = 664$ cm², 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.

δ) 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 sowie 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. $\sigma_{b_{zul}} = 80$ kg/cm² ist somit, bezogen auf eine etwa 28tägige Erhärtungszeit des Betons, $\sigma_{w_{20}} = \sim 360$ kg/cm², für $\sigma_{b_{zul}} = 100$ kg/cm² sogar $\sigma_{w_{20}} = \sim 450$ kg/cm² 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.

---

[1]) Vgl. auch Mörsch (25), 6. Aufl., S. 223.