daß selbst bei einer Million und mehr Belastungswiederholungen die Bruchlast sich nicht gegenüber jenen Balken änderte, die durch eine einmalige, langsam anwachsende Belastung zerstört wurden. Zum gleichen Ergebnis führten auch die Versuche von Homann[1]) und Amos[2]) an Plattenbalken. Dabei wurden bei letzteren Versuchen innerhalb von drei Jahren 7,4 Millionen Wiederholungen der Belastung vorgenommen. Die zulässigen Querschnittsbeanspruchungen schwankten bei den angeführten Versuchen zwischen $\sigma = 40/760$ und $\sigma = 47/1900$ kg/cm².

Es sei noch angeführt, daß sich nach Versuchen von Probst (3), S. 492, die Dauerfestigkeit des auf Zug beanspruchten Betons nur mit der etwa 0,4fachen Biegezugfestigkeit ergab. Allerdings ist dieses Ergebnis unter außerordentlich ungünstigen Verhältnissen erzielt worden, nachdem in der Minute 20 bis 180 Be- und Entlastungen vorgenommen wurden. Trotzdem atmeten die Risse, selbst nach einer Million Belastungswiederholungen und bei Beanspruchungen bis zu $\sigma = 100/2000$ kg/cm² noch, d. h. sie schlossen sich nach der Entlastung fast vollständig.

Im übrigen werden Bauwerke, z. B. Brücken unter Eisenbahngleisen, vor einer nachteiligen Wirkung häufig wiederholter Belastungen gewöhnlich durch besondere Maßnahmen geschützt. Derartige Bauwerke werden sich deshalb günstiger verhalten, als den angeführten Versuchen zu entnehmen ist.

III. Die Untersuchung an den einzelnen Konstruktionsteilen.

A. Der durch eine Druckkraft mittig belastete Eisenbetonquerschnitt.

a) Säulen mit einfacher Bügelbewehrung.

1. Säulen ohne Knickgefahr.

α) Allgemeines.

Nach Versuchen setzt sich die Tragfähigkeit der durch eine Druckkraft mittig belasteten Säulen mit einfacher Bügelbewehrung unter gewissen noch näher anzuführenden Bedingungen aus der Prismenfestigkeit des Betons und dem Lastanteil der bis zur Quetschgrenze beanspruchten Längseisen zusammen.

Bezeichnet F_b den gesamten Querschnitt einer Säule, F_e den Querschnitt der Längseisen, σ_p die Prismenfestigkeit des Betons und σ_q die Quetschgrenze der Längseisen, so beträgt die zu erwartende Bruchlast der Säule

$$P_{r_{\max}} = \sigma_p \cdot F_b + \sigma_q \cdot F_e. \tag{3a}$$

1. 8. 54.

Gewöhnlich wird $\frac{\sigma_q}{\sigma_p} = n$ und $(F_b + n \cdot F_e) = F_i$ gesetzt. Es ergibt sich dann

$$P_{r_{\max}} = \sigma_p \cdot F_i. \tag{3b}$$

Da es üblich ist, mit dem Querschnitt F_b ohne Abzug des Querschnitts der Längseisen zu rechnen, ist zu beachten, daß diese Berechnungsweise eine Erhöhung der Verhältniszahl n um eins bewirkt. Die dadurch bedingte Ungenauigkeit der Berechnung ist jedoch ohne praktische Bedeutung.

Die Anwendbarkeit der Gl. 3 ist zunächst an die Bedingung geknüpft, daß die Stauchungen des Betons unter der Bruchlast ebenso groß sind wie die Stauchungen

[1]) Arm. Beton 1909, S. 153. — [2]) D. A. f. E., Heft 53 u. 54.

der Längseisen bei Erreichung der Quetschgrenze. Nach den bis jetzt vorliegenden Versuchen ist diese Bedingung bei Verwendung von Beton mit einer Würfelfestigkeit bis zu etwa 500 kg/cm² und von Längseisen mit einer Quetschgrenze bis zu etwa 4000 kg/cm² erfüllt. Die Zerstörung des Verbundes geht dabei gewöhnlich derart vor sich, daß wegen der größeren Verformbarkeit des Betons zunächst die Quetschgrenze der Längseisen erreicht wird. Dieselben bleiben dann auf dieser Spannungsstufe so lange stehen, bis mit weiter zunehmender Belastung jene Stauchung eintritt, die den Bruch des Betons herbeiführt.

Die Anwendbarkeit der Gl. 3 ist weiter an die Bedingung geknüpft, daß der Abstand der Bügel nicht zu groß ist. Gerade im Hinblick auf die Verwendung von hochwertigem Baustahl gewinnt die Frage des zulässigen Abstandes der Bügel besondere Bedeutung, wenn einem vorzeitigen Ausknicken der Längseisen vorgebeugt werden soll.

Dies geht aus einer Berechnung des Bügelabstandes s als Knicklänge der Längseisen mittels der Knickgleichung von Tetmajer hervor, wenn in derselben der Trägheitshalbmesser der Längseisen vom Durchmesser δ mit $i = \frac{\delta}{4}$ eingesetzt wird.

Wird z. B. für St 52 eine Quetschgrenze von 3600 kg/cm² berücksichtigt, so gilt für ein Verhältnis $s : i < 83$ die Beziehung

$$s = \frac{4300 - \sigma_k}{15,8} \cdot i.$$

Wird die Knickspannung σ_k gleich der Quetschgrenze der Längseisen, also $\sigma_k = 3600$ kg/cm² gesetzt, so wird eine einfache Sicherheit gegen Ausknicken noch erzielt, wenn $s = 11\,\delta$ beträgt. Für $\sigma_k = 4000$ kg/cm² ergibt sich $s = 10\,\delta$. Diese Bügelabstände unterschreiten damit etwas den in den D. B. zugelassenen größten Bügelabstand von $s = 12\,\delta$. Zu diesem rein rechnungsmäßigen Ergebnis muß allerdings bemerkt werden, daß Versuche, welche die obere Begrenzung des zulässigen Bügelabstandes von stahlbewehrten Säulen einwandfrei klarstellen, noch nicht vorliegen. Solange solche Versuche fehlen, sollte deshalb beim Entwurf derart bewehrter Säulen kein größerer Bügelabstand als etwa $s = 8\,\delta$ bis höchstens $s = 10\,\delta$ gewählt werden. Es ist nämlich zu berücksichtigen, daß das Festhalten der Längseisen in den einzelnen Bügellagen kein so sicheres ist, wie dies die Rechnung voraussetzt. Auch können örtliche Krümmungen der Längseisen, die entweder schon vorhanden sind oder z. B. durch Stampfstöße entstehen, deren Knicksicherheit verringern.

Bemerkenswert ist, daß bei den in Stuttgart durchgeführten und in Heft 166 bis 169 der Forschungsarbeiten (23) beschriebenen Säulenversuchen, bei denen die Längseisen eine Quetschgrenze von rd. 3700 kg/cm² aufwiesen, der Bügelabstand sogar nur mit $s = 3$ bis $4\,\delta$ gewählt wurde. Überdies wurden schraubenförmige Wicklungen aus Rundeisen von 5 mm Durchm. bei 4,5 bzw. 7 cm Steigung verwendet.

Im Hinblick auf die vorliegenden Versuchsergebnisse ist die Anwendbarkeit der Gl. 3 noch an die Bedingung geknüpft, daß die Längsbewehrung etwa 0,8 bis 3 % des Betonquerschnitts beträgt. Die untere Begrenzung der Längsbewehrung ist deshalb nötig, um eine etwaige auftretende außermittige Druckkraft berücksichtigen zu können, während die obere Begrenzung derselben lediglich auf den Mangel an ausreichenden Versuchen mit Säulen von größerer Bewehrungsstärke zurückzuführen ist.

Die angeführte und den nachstehenden Ermittlungen zugrunde gelegte Begrenzung der Längsbewehrung reicht für die meisten praktischen Fälle vollkommen aus, nachdem für die Tragfähigkeit der Säulen mit einfacher Bügelbewehrung in erster Linie die Druckfestigkeit des verwendeten Betons maßgebend ist[1]).

Wird Gl. 3a in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit des Betons gebracht, so geht dieselbe unter Berücksichtigung der Ausführungen auf S. 12 bei Verwendung von Würfeln mit 30 cm Kantenlänge über in

$$(4a) \qquad P_{r_{\max}} = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}} \cdot \left(F_b + \frac{4}{3} \cdot \frac{\sigma_q}{\sigma_{w_{30}}} \cdot F_e\right) = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}} \cdot F_i .$$

Bei Verwendung von Würfeln mit 20 cm Kantenlänge lautet sie dagegen

$$(4b) \qquad P_{r_{\max}} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}} \cdot \left(F_b + \frac{3}{2} \cdot \frac{\sigma_q}{\sigma_{w_{20}}} \cdot F_e\right) = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}} \cdot F_i .$$

Da nach den Ausführungen auf S. 5 der frühest mögliche Zeitpunkt für die Belastung von Säulen bereits nach einer etwa 28 tägigen Erhärtungszeit des Betons stattfinden kann, genügt es im allgemeinen, in obige Gleichungen die Würfelfestigkeit des Betons nach dieser Erhärtungszeit einzusetzen. Dies um so mehr, als, wie auf S. 5 ebenfalls ausgeführt wurde, die Würfelfestigkeit des Betons, selbst nach einer Erhärtungszeit von 6 Monaten, u. U. nicht wesentlich größer sein kann wie jene nach 28 Tagen.

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

$$(5) \qquad P = \sigma_{b_{zul}} \cdot F_i .$$

Die Querschnittsbeanspruchung der Eiseneinlagen unter dieser Last ermittelt sich zu

$$(6) \qquad \sigma_e' = n \cdot \sigma_{b_{zul}} .$$

β) Der rechnungsmäßige Sicherheitsgrad.

Wird der Sicherheitsgrad aus dem Verhältnis der Bruch- zur Gebrauchslast abgeleitet, so vereinfacht sich dieses Verhältnis infolge der Annahme einer gleichbleibenden Kräfteverteilung zwischen Beton und Eisen nach den Gl. 4 u. 5 auf das Verhältnis der unter diesen Lasten rechnungsmäßig vorhandenen Betondruckspannungen. Es ergibt sich dann

$$(7a) \qquad \nu_r = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_{w_{30}}}{\sigma_{b_{zul}}}$$

oder

$$(7b) \qquad \nu_r = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{w_{20}}}{\sigma_{b_{zul}}} .$$

γ) Der tatsächliche Sicherheitsgrad.

Vorbedingung für eine möglichst genaue Ermittlung des bei Eisenbetonsäulen mit einfacher Bügelbewehrung jeweils tatsächlich vorhandenen Sicherheitsgrades ist die möglichst zutreffende Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons aus seiner jeweiligen Würfelfestigkeit sowie des jeweiligen Verhältnisses n. Inwieweit mit der in Gl. 4 festgelegten Prismenfestigkeit des Betons und dem in den Gl. 3 u. 4 festgelegten Verhältnis n die tatsächliche Prismenfestigkeit des Betons und der tatsächliche Wert n

[1]) Die in den D.B. (§ 27, 1) vorgesehene Längsbewehrung bis zu 6 % des Betonquerschnitts kommt in der Hauptsache wohl nur für die Verwendung von Formeisen in Betracht, von dem bekannt ist, daß es statisch nicht so günstig wirkt wie Rundeisen.

erfaßt werden, geht am besten aus der Größe der Abweichungen der mittels dieser Gleichungen ermittelten Bruchlasten der Säulen von den tatsächlichen Bruchlasten hervor.

Für die Ableitung dieser Abweichungen ist zu berücksichtigen, daß die versuchsmäßige Ermittlung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen erhebliche Schwierigkeiten bereitet, da sich viele störende Einflüsse geltend machen können. Einwandfrei sind nach den bisherigen Erfahrungen nur Versuche mit Säulen, die entweder besonders ausgebildete Köpfe besitzen oder deren Druckflächen so hergestellt sind, daß der zwischen ihnen und den Enden der Längseisen vorhandene Beton eine bestimmte, nach Versuchen von Rudeloff[1]) etwa 2 bis 5 mm betragende Stärke nicht unter- bzw. überschreitet.

In folgender Tafel 2a sind die in den Materialprüfungsanstalten Stuttgart und Berlin-Lichterfelde durchgeführten bekanntesten Säulenversuche zusammengestellt, soweit sie nach Vorstehendem als einwandfrei anzusehen sind. Von den in dieser Tafel angeführten Versuchssäulen besaßen nur jene des Heftes 21 des D. A. f. E., Reihe A und B, besondere Kopfausbildung. Bei den übrigen Versuchssäulen wurden die Druckflächen in der vorbeschriebenen Weise ausgebildet, indem die Eiseneinlagen lediglich eine Betonüberdeckung von 2 bis 5 mm Stärke erhielten. Das Alter der Versuchssäulen betrug bei Vornahme der Prüfung fast ausschließlich 45 Tage. Lediglich die in Heft 28 des D. A. f. E. behandelten Versuchssäulen wurden im Alter von 90 Tagen geprüft.

Gleichzeitig mit den in Tafel 2a angeführten Versuchssäulen wurden Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge hergestellt. Für die Ermittlung der rechnungsmäßigen Bruchlasten kommt daher Gl. 4a in Betracht. Die Tafel enthält alle für diese Ermittlung notwendigen Angaben sowie eine Gegenüberstellung der rechnungsmäßig abgeleiteten und der tatsächlich vorhandenen Bruchlasten der Säulen. Eine besondere Spalte enthält überdies die in Hundertteilen ausgedrückten Abweichungen $\varDelta$ zwischen $P_{r_{\max}}$ und $P_{t_{\max}}$.

Wie der Tafel 2a zu entnehmen ist, läßt sich eine im Hinblick auf die bestehenden Versuchsschwierigkeiten als recht befriedigend anzusprechende Übereinstimmung zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Bruchlasten feststellen. Wird von dem an zweiter Stelle angeführten Versuche von Bach abgesehen, so schwankt $\varDelta$ lediglich zwischen 1,5 und 11,5%.

Dieses Ergebnis beweist einwandfrei, wie zutreffend einesteils die in Gl. 4a erfolgte Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons zu $\sigma_p = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{w_{30}}$, andernteils die in den Gl. 3 u. 4a 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 17% nach der für die Sicherheit ungünstigen Seite hin ergeben.

Die an zweiter Stelle angeführten Versuche von Bach müssen hier deshalb ausgeschaltet werden, weil einesteils das Schlankheitsverhältnis der verwendeten Säulen recht gering war, andernteils aber durch den auf S. 21 angeführten sehr engen Bügelabstand, insbesondere aber durch die außerdem noch verwendeten sehr engen schraubenförmigen Wicklungen, die Wirkung einer Umschnürung hervorgerufen wurde. Aus

[1]) D. A. f. E., Heft 21.

Tafel 2. Vergleich zwischen rechnungsmäßiger und tatsächlicher Bruchlast von quadratischen Säulen mit einfacher Bügelbewehrung bei mittiger Druckbelastung.

a) Bei Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons mittels 30-cm-Würfel. ($P_{r_{max}}$ aus Gl. 4a).

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	Abmessungen u. Eiseneinlagen der Säulen: Querschnittseite	Höhe	F_e	σ_w	σ_q	$P_{r_{max}}$	$P_{t_{max}}$	Δ	Bemerkungen
		cm	cm	cm²	kg/cm²	kg/cm²	t	t	%	
Mörsch (25), S. 214 (Versuche der Wayss & Freytag AG.)	C, D, E	30	90	8,04	245	3000	190	C: 171 D: 168 E: 173	−10 −11,5 − 9	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	F	30	90	12,6	245	3000	204	187,9	− 8	
	G, H	30	90	7,6	245	3000	189	G: 170,3 H: 177,4	−10 − 6	
Z. d. VdI 1913, Nr. 50 (Versuche von Bach)	1	32	120	28,3	360	2890	360	385,7	+ 7	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	2	32	120	12,6	376	2940	326	370	+13,5	
	3	32	120	28,3	226	2780	254	310,7	+22,5	
Forschungsarbeiten Heft 166 bis 169 (Versuche von Bach u. Graf)	98 105 106	40	200	16,1	225	3680	330	383,3	+ 2,5	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	125 135 136	40	200	30,4	225	3750	384	404,7	+ 5,5	
D. A. f. E. Heft 21 (Versuche von Rudeloff)	A 2, 4, 6	30	200	28,3	243	2600	238	234,8	− 1,5	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	B 26, 27, 28	30	200	28,3	230	2600	230	238,3	+ 3,5	
	C 1—9	30	190	28,3	235	2600	232	247,7	+ 7	Mittelwert aus 9 Versuchen
D. A. f. E. Heft 28 (Versuche von Rudeloff)	1— 6	30	130	12,6	235	3040	197	1— 3: 178,7 4— 6: 193,5	− 9,5 − 2	Mittelwert aus je 3 Versuchen
	7—12	30	130	12,6	240	3040	200	7— 9: 190,9 10—12: 192,5	− 4,5 − 3,5	
	13—18	30	130	12,6	232	3040	195	13—15: 181,4 16—18: 173,1	− 7 −11	
	19—24	30	130	12,6	211	3040	180	19—21: 185.5 22—24: 200,7	+ 3 +11	

b) Bei Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons mittels 20-cm-Würfel. ($P_{r_{max}}$ aus Gl. 4b).

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	Querschnittseite	Höhe	F_e	σ_w	σ_q	$P_{r_{max}}$	$P_{t_{max}}$	Δ	Bemerkungen
Versuche des österr. Eisenbetonausschusses Heft 3 (Versuche von Spitzer)	58	25	300	8,04	196	~2400	103	115	+11,5	Einzelversuch
	58a-62	25	300	8,04	306	~2400	147	111	−32	Mittelwert aus 5 Versuchen
	161, 162	25	300	8,04	256	~2400	126	134,5	+ 6,5	Mittelwert aus je 2 Versuchen
	50, 51	25	450	19,6	348	~2400	192	185	− 4,5	
	168, 169	25	700	19,6	361	~2400	197	214	+ 7,5	
	167, 170	25	700	19,6	318	~2400	187	210	+12	

letzterem Grunde wurden auch die von der Wayss & Freytag AG. an den Säulen J [vgl. (25), S. 214] ermittelten Bruchlasten in Tafel 2a nicht angeführt.

Versuche an Säulen mit einfacher Bügelbewehrung, bei denen die Druckfestigkeit des Betons gleichzeitig an Würfeln von 20 cm Kantenlänge nachgewiesen wurde, liegen nur in beschränkter Zahl vor. In Tafel 2b sind mit den gleichen Einzelheiten wie bei den Versuchen der Tafel 2a sämtliche Versuche an quadratischen Säulen angeführt, die mit der zugehörigen Würfelfestigkeit in Heft 3 des österr. Eisenbetonausschusses (24) enthalten sind. Für die rechnungsmäßige Ermittlung der Bruchlasten kommt also Gl. 4b in Betracht.

Das Alter der baumäßig hergestellten Versuchssäulen schwankte bei Vornahme der Prüfung zwischen 65 und 108 Tagen. Nur bei der Versuchssäule Nr. 58 betrug es 16 Tage.

Wie der Tafel 2b zu entnehmen ist, besteht auch bei diesen Versuchen eine recht befriedigende Übereinstimmung zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Bruchlasten. Wird von den Versuchen an den Säulen Nr. 58a bis 62 abgesehen, so schwankt Δ lediglich zwischen 4,5 und 12%. Dieses Ergebnis beweist ebenfalls einwandfrei, wie zutreffend einesteils die in Gl. 4b erfolgte Ableitung der Prismenfestigkeit des Betons zu $\sigma_p = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{w_{20}}$, andernteils die in den Gl. 3 u. 4b erfolgte Ableitung des Verhältnisses $n = \frac{\sigma_q}{\sigma_p}$ ist. Wäre nämlich die Prismenfestigkeitt des Betons zu $\sigma_p = \frac{4}{5} \cdot \sigma_{w_{20}}$ und damit $n = \frac{5}{4} \cdot \frac{\sigma_q}{\sigma_{w_{20}}}$ abgeleitet worden, so hätten sich die Abweichungen Δ bis zu 18% nach der für die Sicherheit ungünstigen Seite hin ergeben.

Die an den Säulen Nr. 58a bis 62 vorgenommenen Versuche müssen hier deshalb ausgeschaltet werden, weil der zu diesen Säulen verwendete Beton anscheinend von anderer Beschaffenheit war als der Beton der Probewürfel.

Zusammengefaßt zeigen demnach die angeführten Versuche, daß die Gl. 4 zweifellos eine zuverlässige Grundlage für die Sicherheitsberechnung von Eisenbetonsäulen mit einfacher Bügelbewehrung bieten[1]).

Aus diesem Grunde kann unter Umgehung der Gl. 2 die Ableitung des tatsächlichen Sicherheitsgrades genügend genau direkt mittels der Gl. 7 vorgenommen werden, wenn die jeweils zulässige Betondruckspannung $\sigma_{b_{zul}}$ aus Gl. 5 errechnet wird. Es ergibt sich dann folgendes Bild:

Für die Einhaltung des bei Eisenbetonsäulen mit einfacher Bügelbewehrung nach den Ausführungen auf S. 6 vorgesehenen 3fachen Sicherheitsgrades ist bei voller Ausnutzung der zulässigen Betondruckspannung $\sigma_{b_{zul}}$ und bei Verwendung von Würfeln mit 30 cm Kantenlänge unter der Voraussetzung sorgfältiger Bauausführung eine Betondruckfestigkeit von etwa

(10a) $$\sigma_{w_{30}} = 4{,}0 \cdot \sigma_{b_{zul}},$$

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

(10b) $$\sigma_{w_{20}} = 4{,}5 \cdot \sigma_{b_{zul}}$$

nachzuweisen.

Da die Druckfestigkeit des Betons gewöhnlich an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelt wird, läßt sich demnach bei hochbeanspruchten Eisenbetonsäulen mit einfacher

[1]) Die Versuchsergebnisse können ohne weiteres auf praktische Verhältnisse übertragen werden, nachdem die Abmessungen der Versuchskörper baumäßig waren.

[illegible] = da, weil

Bügelbewehrung ein 3facher Sicherheitsgrad nur dann erzielen, wenn nach einer etwa 28tägigen Erhärtungszeit des Betons (vgl. die Ausführungen S. 5) z. B.

für $\sigma_{b_{zul}} = 60$ kg/cm² eine Würfelfestigkeit von etwa 270 kg/cm²,
„ $\sigma_{b_{zul}} = 80$ „ „ „ „ „ 360 „ und
„ $\sigma_{b_{zul}} = 100$ „ „ „ „ „ 450 „

nachgewiesen wird[1]).

Liegen erheblich abweichende Würfelfestigkeiten vor, so errechnet sich der jeweils geänderte Sicherheitsgrad genügend genau aus Gl. 7.

Neben dem im Vorstehenden eingeschlagenen Weg kann, wie bereits auf S. 3 ausgeführt wurde, bei der Ableitung des Sicherheitsgrades auch von der unter der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Prismenfestigkeit des Betons σ_{p_t} ausgegangen werden. Dieselbe läßt sich mit Hilfe der tatsächlichen Bruchlast und der durch das Verhältnis n bestimmten Kräfteverteilung zwischen Beton und Eisen ermitteln. Dabei 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 Abweichungen zwischen $P_{t_{max}}$ und $P_{r_{max}}$. Dies ist, nachdem die durch das Verhältnis n bestimmte Kräfteverteilung zwischen Beton und Eisen und damit die Fläche F_i im Bruchzustand der Wirklichkeit ziemlich nahe kommen, ohne weiteres aus der Beziehung

$$\sigma_{p_t} : \sigma_{p_r} = P_{t_{max}} : P_{r_{max}}$$

zu erkennen.

Im übrigen bestimmt sich nach Ableitung der Abweichungen Δ der für die Ermittlung des tatsächlichen Sicherheitsgrades nach Gl. 2 notwendige, rechnungsmäßige Sicherheitsgrad wiederum aus den Gl. 7. Damit ändern sich die bereits abgeleiteten Sicherheitszahlen bzw. die für die Einhaltung eines bestimmten Sicherheitsgrades nachzuweisenden Würfelfestigkeiten in keiner Weise.

Die Kenntnis der unter der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Prismenfestigkeit des Betons kann es erwünscht erscheinen lassen, auch seine unter der Gebrauchslast tatsächlich vorhandene Beanspruchung und die Abweichung von ihrem rechnungsmäßigen Wert zu kennen, z. B. aus dem auf S. 35 bei Behandlung der Frage der Knicksicherheit angeführten Grunde, oder aber um feststellen zu können, inwieweit mittels der Berechnungsweise mit der Fläche F_i nach Gl. 4 der unter der Gebrauchslast tatsächlich vorhandene Spannungszustand erfaßt wird.

Nachstehend werden deshalb einige kennzeichnende Beispiele für die sich unter verschiedenen Belastungsstufen ergebenden Abweichungen zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen angeführt. Dieselben werden so gewählt, daß bei möglichst gleichbleibender Bewehrungsstärke der Einfluß der Betongüte auf diese Abweichungen zum Ausdruck kommt.

Als erstes Beispiel werden die in Heft 166 bis 169 der Forschungsarbeiten (23) für die bewehrten Säulen Nr. 98, 105 und 106 angeführten und von Bach und Graf vorgenommenen Stauchungsmessungen derart ausgewertet, daß die unter verschiedenen Belastungsstufen tatsächlich vorhandenen Betondruckspannungen zahlenmäßig feststehen.

[1]) Da sich die D. B. (§ 29, Tafel III) schon mit dem Nachweis einer Würfelfestigkeit von $\sigma_{w_{28}} = 3 \cdot \sigma_{b_{zul}}$ begnügen, ergibt demnach die Einhaltung dieser Vorschrift als unteren Grenzfall einen nur 2fachen Sicherheitsgrad.

Diese Säulen hatten quadratischen Querschnitt von 40 cm Seitenlänge, eine Höhe von 250 cm und waren mit 8 Rundeisen von 16 mm Durchm. bewehrt. Sie hatten demnach eine Bewehrungsstärke von 1 %. Die Querbewehrung dieser Säulen wurde bereits auf S. 21 beschrieben. Der verwendete Beton wies eine Würfelfestigkeit von $\sigma_{w_{30}} = 225$ kg/cm² (also von $\sigma_{w_{20}} = \sim 250$ kg/cm²) auf. Um die Beziehungen zwischen den Stauchungen und den jeweils zugehörigen tatsächlichen Betondruckspannungen klarzustellen, dienen die an unbewehrten Prismen von gleicher Beschaffenheit und gleichem Alter des Betons wie bei den Säulen vorgenommenen Stauchungsmessungen. Diese Prismen hatten quadratischen Querschnitt von 20 cm Seitenlänge und eine Höhe von rd. 80 cm. Die Prismenfestigkeit des Betons ergab sich zu 173 kg/cm².

Die Stauchungen wurden bei den bewehrten Säulen auf eine Meßlänge von 100 cm, bei den unbewehrten Prismen auf eine Meßlänge von 50 cm ermittelt. Bei den Säulen wurde jeweils der Mittelwert aus 3, bei den Prismen der Mittelwert aus 7 Versuchen gebildet. Zu bemerken ist noch, daß die Messungen erst von einer gewissen Anfangsbelastung an durchgeführt werden konnten, in der das Eigengewicht der Versuchskörper und der Meßvorrichtung inbegriffen war.

Wie die Ermittlung der tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen des Betons vorgenommen wurde, sei an einem Beispiel gezeigt. Bei der Belastungsstufe $P = 52 - 4 = 48$ t wurde an den vorgenannten bewehrten Säulen auf die Meßlänge von 100 cm eine mittlere federnde Stauchung von $\frac{11,86}{1200}$ cm festgestellt. Diese Stauchung wurde bei den unbewehrten Prismen zwischen den Laststufen $\sigma_{b_t} = 24,3$ und $36,5$ kg/cm² mit den zugehörigen, auf die gleiche Meßlänge umgerechneten Stauchungen von $\frac{10,36}{1200}$ und $\frac{16,06}{1200}$ cm beobachtet. Die tatsächliche Querschnittsbeanspruchung des Betons in der Säule beträgt demnach für $P = 48$ t genügend genau

$$\sigma_{b_t} = 24,3 + 12,2 \cdot \frac{11,86 - 10,36}{16,06 - 10,36} = 27,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Werden statt der federnden die gesamten Stauchungen in Rechnung gestellt, so ergibt sich $\sigma_{b_t} = 28,4$ kg/cm². Dieser Wert weicht also nur unerheblich von obigem Wert σ_{b_t} ab.

Tafel 3a enthält für die angeführten Säulen eine Gegenüberstellung der unter verschiedenen Belastungsstufen als tatsächlich vorhanden zu bezeichnenden Betondruckspannungen σ_{b_t} und den jeweils zugehörigen, mittels der Fläche F_i aus der Beziehung

$$\text{(5a)} \qquad P = \sigma_b \cdot F_i$$

rechnungsmäßig ermittelten Betondruckspannungen σ_{b_r}. Dabei wurde $n = \frac{4}{3} \cdot \frac{3680}{225} =$ rd. 22 berücksichtigt.

Wie der Tafel 3a zu entnehmen ist, sind die für verschiedene Belastungsstufen ermittelten Betondruckspannungen σ_{b_r} durchweg kleiner als die tatsächlichen Betondruckspannungen, und zwar bis zu 13 %.

Als weiteres Beispiel werden die in der Z. d. VdI 1913, Heft 50, behandelten Säulenversuche der 2. Versuchsreihe angeführt, bei denen Bach Stauchungsmessungen vornahm. Das Ergebnis derselben ist in der Zusammenstellung 34 des Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., I. Bd. enthalten. Die Säulen hatten quadratischen Querschnitt von 32 cm Kantenlänge, eine Höhe von 120 cm und waren mit 4 Rundeisen von 20 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug also 1,24 %. Der verwendete

Tafel 3. Vergleich zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen von quadratischen Säulen mit einfacher Bügelbewehrung bei mittiger Druckbeanspruchung.

a) Ermittelt aus den in Heft 166 bis 169 der Forschungsarbeiten für die Säulen Nr. 98, 105 und 106 angeführten Stauchungsmessungen.

P	Bewehrungsstärke $\mu = 1\%$			
	Betondruckspannungen in kg/cm²		Eisendruckspannungen in kg/cm²	
t	σ_{b_t}	σ_{b_r} Gl. 5a mit $n = 22$	σ'_{e_t}	σ'_{e_r} Gl. 6a mit $n = 22$
16	8,7	8,2	69	180
32	17,8	16,4	130	360
48	27,5	24,6	220	540
64	36,2	32,8	295	720
80	46,3	41,0	390	900
96	55,1	49,1	472	1080
112	65,1	57,8	576	1270
128	74,4	65,5	669	1440
137	80,0	70,4	716	1550
144	84,7	73,6	788	1620
160	93,5	82,0	896	1800
176	103,6	90,0	1035	1980

b) Ermittelt aus den in Zusammenstellung 34 des Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., I. Bd., für die Säulen der 2. Versuchsreihe angeführten Stauchungsmessungen.

P	Bewehrungsstärke $\mu = 1{,}24\%$			
	Betondruckspannungen in kg/cm²		Eisendruckspannungen in kg/cm²	
t	σ_{b_t}	σ_{b_r} Gl. 5a mit $n = 10$	σ'_{e_t}	σ'_{e_r} Gl. 6a mit $n = 10$
20	18,3	17,6	115	178
45	40,9	39,2	268	392
70	64,0	60,8	430	608
95	86,9	82,5	610	825
120	113,6	105,2	795	1052
136	124,0	117,5	925	1175

Beton hatte eine Würfelfestigkeit von $\sigma_{w_{30}} =$ 376 kg/cm² (also von $\sigma_{w_{20}} = \sim 415$ kg/cm²). Die unbewehrten Prismen, die zur gleichzeitigen Vornahme der Stauchungsmessungen dienten, wiesen die gleichen Abmessungen auf wie die Säulen und waren aus gleichem Beton hergestellt. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 330 kg/cm².

Die Stauchungen wurden durchweg auf eine Meßlänge von 50 cm ermittelt. Dabei wurde jeweils der Mittelwert aus 3 Versuchen gebildet.

Tafel 3b enthält für die angeführten Säulen eine Gegenüberstellung der unter verschiedenen Belastungsstufen in gleicher Weise wie vorher ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen σ_{b_t} sowie die jeweils zugehörigen rechnungsmäßigen Betondruckspannungen σ_{b_r}. Dabei wurde

$$n = \frac{4}{3} \cdot \frac{2940}{376} = \text{rd. } 10$$

berücksichtigt.

Wie aus Tafel 3b hervorgeht, sind die Abweichungen zwischen σ_{b_t} und σ_{b_r} wesentlich geringer wie jene der Tafel 3a und betragen nur noch bis zu 6 ‰.

Werden die beiden angeführten Beispiele einander gegenübergestellt, so ergibt sich, daß die Abweichungen zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei gleichbleibender Bewehrungsstärke etwa im Verhältnis der zunehmenden Betondruckfestigkeit abnehmen und daß dieselben bei Verwendung von hochwertigem und besonders bei Verwendung von höchstwertigem Beton gering sind.

In Tafel 3 sind noch die unter verschiedenen Belastungsstufen als tatsächlich vorhanden zu bezeichnenden Querschnittsbeanspruchungen der Eiseneinlagen σ'_{e_t} angeführt. Diese wurden dadurch ermittelt, daß aus den gemessenen gesamten Stauchungen des Betons unmittelbar auf die Stauchungen der Längseisen und mit $E_e = 2\,100\,000$ kg/cm² auf deren Beanspruchungen geschlossen wurde. Diese Art der Ermittlung erscheint zulässig, nachdem die durch die Druckplatten der Prüfungsmaschine bewirkten Stauchungen von Beton und Eisen gemeinsam stattfinden. Überdies wurde bei den bisherigen Versuchen festgestellt, daß bei zweckentsprechender Anordnung der Bewehrung die Stauchungen des Betons und der Längseisen bis zu hohen Belastungsstufen gleich groß sind[1]).

Weiter sind in Tafel 3 auch die zu σ'_{e_t} jeweils zugehörigen, aus der Beziehung

(6a) $$\sigma'_{e_r} = n \cdot \sigma_{b_r}$$

rechnungsmäßig ermittelten Eisendruckspannungen angeführt.

Wie der Tafel 3a zu entnehmen ist, sind die für verschiedene Belastungsstufen ermittelten Eisendruckspannungen bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $\sigma_{w_{20}} = \sim 250$ kg/cm² durchweg beträchtlich größer als die tatsächlichen Eisendruckspannungen. So ergaben sich zwischen σ'_{e_t} und σ'_{e_r} mit zunehmender Belastung Abweichungen, die von rd. 160 bis 90% abnehmen.

Bei Verwendung von höchstwertigem Beton mit $\sigma_{w_{20}} = \sim 415$ kg/cm² werden, wie aus Tafel 3b hervorgeht, diese Abweichungen erheblich geringer. Sie schwanken nur noch zwischen rd. 55 und 25%.

δ) Folgerungen.

Als wichtigstes Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß die aus den Gl. 4 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 dem zu $\frac{\sigma_q}{\sigma_p}$ festgelegten Verhältnis n abgeleiteten Bruchlasten mit den tatsächlichen Bruchlasten recht gut übereinstimmen, auch dann, wenn für die Herstellung der Säulen hoch- oder höchstwertiger Beton sowie hochwertiger Baustahl verwendet wird. Damit kann unter der Voraussetzung sorgfältiger Bauausführung der beabsichtigte 3fache Sicherheitsgrad auf jeden Fall eingehalten werden, wenn z. B. an Würfeln von 20 cm Kantenlänge eine Betondruckfestigkeit nachgewiesen wird, die etwa dem 4,5fachen Betrag der in Rechnung gestellten zulässigen Betondruckspannung entspricht. Die Ausführung von hochbeanspruchten Säulen ist demnach nur beim Vorliegen beträchtlicher Würfelfestigkeiten des Betons möglich. Z. B. muß für $\sigma_{b_{zul}} = 80$ kg/cm² nach einer etwa 28tägigen 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 betragen.

Der Nachweis solcher Würfelfestigkeiten ist voll berechtigt, nachdem Säulen zu den weitaus wichtigsten Bauteilen gehören und deshalb eine ausreichende Sicherheit gegenüber irgendwelchen Mängeln bei der Ausführung unbedingt erforderlich ist. Es darf auch nicht übersehen werden, daß sich bei der durch eine Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Betondruckspannungen ergebenden erheblichen Verkleinerung der Querschnittsabmessungen schon geringe Ausführungsfehler den beabsichtigten Sicherheitsgrad stark beeinträchtigen können.

[1]) Vgl. z. B. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Bd., S. 94.

Die rechnungsmäßigen Betondruckspannungen ergaben sich für Beton mit $\sigma_{w_{20}} = \sim 250\ \mathrm{kg/cm^2}$ bis zu $13\,\%$ und für Beton mit $\sigma_{w_{:0}} = \sim 415\ \mathrm{kg/cm^2}$ bis zu $6\,\%$ geringer als die tatsächlichen Betondruckspannungen. Die unter verschiedenen Belastungsstufen vorhandenen Abweichungen zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen sind also bei Verwendung von hochwertigem und besonders bei Verwendung von höchstwertigem Beton gering.

Die sich zwischen rechnungsmäßigen und tatsächlichen Eisendruckspannungen ergebenden Abweichungen sind demgegenüber, selbst bei Verwendung von höchstwertigem Beton, erheblich.

2. Säulen mit Knickgefahr.

Bei normal beanspruchten Säulen mit einfacher Bügelbewehrung ist die Gefahr des Ausknickens bekanntlich nur ausnahmsweise zu berücksichtigen. Werden dagegen erhöhte zulässige Betondruckspannungen in Rechnung gestellt, so können sich im Verhältnis zur Säulenhöhe so geringe Querschnittsabmessungen ergeben, daß die Gefahr eines vorzeitigen Ausknickens besteht. Es wird deshalb bei Behandlung des Sicherheitsgrades von hochbeanspruchten Säulen auch der Frage der Knicksicherheit näherzutreten sein.

Ist diese nachzuweisen, so wird gewöhnlich von der Berechnungsweise nach Euler ausgegangen. Nach derselben ist die Knicklast P_k, welche die Säule zum Bruche oder zu einer bleibenden seitlichen Ausbiegung bringt, bestimmt durch die Beziehung

$$P_k = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E_b \cdot J_i. \tag{8}$$

In derselben bezeichnet l die Knicklänge der Säule, E_b das Verformungsmaß des Betons und J_i das Trägheitsmoment des Querschnitts unter Berücksichtigung der Eiseneinlagen, bezogen auf jene Schwerachse, um die bei der Ausbiegung die Verdrehung des Querschnitts erfolgt.

Bei Spitzen- oder Gelenklagerung entspricht die Knicklänge der vollen Säulenhöhe. Gewöhnlich stehen jedoch Kopf und Fuß der Säulen in Verbindung mit anderen Tragwerken, so daß eine Verringerung der Knicklänge gegenüber der Säulenhöhe zulässig erscheint. Eine solche Verringerung kommt jedoch nur bei nicht zu hohen und nicht zu schlanken Säulen in Betracht, bei denen eine besonders gute Ausführung der Anschlüsse vorliegt. Diese Einschränkung ist darauf zurückzuführen, daß einesteils bei sehr schlanken Säulen in den verhältnismäßig kleinen Endflächen nur Momente übertragen werden können, welche einer unvollkommenen Einspannung entsprechen, daß andernteils aber bei kürzeren und gedrungenen Säulen, bei denen die breiten Endflächen die Übertragung eines Momentes in die Säulen wirksam verhindern können, eine genau mittige Belastung selten vorhanden ist.

In der Regel wird mit der Säulenhöhe als Knicklänge gerechnet. In den D. B. ist diese Berechnungsweise sogar vorgeschrieben (§ 27, 2).

Das Verformungsmaß E_b ist von wesentlicher Bedeutung für die Anwendung der Gl. 8. Dasselbe muß möglichst der Wirklichkeit entsprechend eingesetzt werden, wenn diese Gleichung überhaupt brauchbare Ergebnisse liefern soll.

Damit ergibt sich bereits eine Schwierigkeit für die Untersuchung der Knicksicherheit von hochbeanspruchten Säulen. Denn dieses Verformungsmaß kann je nach Beschaffenheit, Alter und Beanspruchung des Betons bekanntlich außerordentlich schwanken. Es wird deshalb zu versuchen sein, die Veränderlichkeit von E_b gesetzmäßig zu erfassen.