

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

18. Jahrgang 1921.

No. 15.

Verwendung von Stahl als Bewehrung in Verbund-Konstruktionen.

Von Ingenieur Deppe, Heidelberg.

In letzter Zeit ist in der Fachliteratur wiederholt die Verwendung hochwertiger Einzelmaterialien für die Verbundbauweise besprochen und empfohlen worden. Man betrachtet die Verwendung derartiger Baustoffe für die Entwicklung des Eisenbetonbaues als vorteilhaft. In wirtschaftlicher Beziehung kann eine Ueberlegenheit der Konstruktion aus Qualitätsbaustoffen wohl als feststehend angesehen werden. Besonders aber vom Standpunkt des Ingenieurs erscheint eine weitergehende Verwendung hochwertiger Baustoffe wünschenswert; für solche Bauwerke nämlich, die man zwar schon früher aus Eisenbeton herstellte, die aber keineswegs allseitige Befriedigung hervorrufen konnten. Es seien hier z. B. die dachartigen Ueberdeckungen weitgespannter Räume genannt, bei denen das Eigengewicht in einem ungesunden Verhältnis zu den Nutzlasten steht. Es ist aber sehr wohl möglich, bei Verwendung hochwertiger Baustoffe — und zwar sowohl hochwertiger Bewehrung wie hochwertigen Betons — in jeder Beziehung befriedigende Formen für Konstruktionen der genannten Art zu finden.

Der Vorteil der Verwendung hochwertiger Bewehrung ist schon seit langem aus einfachsten wirtschaftlichen Erwägungen von verschiedenen Seiten erfaßt und es sind einige Patente, betreffend Verwendung von Stahl für Verbund-Beton-Konstruktionen erteilt worden, die in der Praxis mit Erfolg zur Durchführung gelangen. In breiteren Kreisen der Beton-Industrie hat die Verwendung von Stahl mit hoher Festigkeit statt des üblichen Rundeisens bisher aber nur wenig Anklang gefunden. Diese Tatsache dürfte vorwiegend durch zwei Gründe bestimmt sein:

1. Man fürchtet Schwierigkeiten in der praktischen Verwendung des Stahles.
2. Die vielfach verbreitete und auch in namhaften Lehrbüchern verzeichnete Annahme, nach der in der Stahlbeton-Konstruktion die Rissebildung früher und stärker auftritt als in der Rundeisenbeton-Konstruktion. Man vermutet das auf Grund der größeren Dehnungen, die infolge der höheren Beanspruchung in der Bewehrung unzweifelhaft auftreten. Diese Annahme stimmt überein mit einem der Grundprinzipien, auf denen sich die Bemessung der Eisenbetonbauteile aufbaut.

Die Bedenken zu 1) dürften kaum von entscheidender Bedeutung gewesen sein. Einmal haben sich verschiedene Bearbeitungsweisen — eben die, die Gegenstand von Patenten sind — in der Praxis bewährt und weiterhin hätte unzweifelhaft der Umgang mit dem Material auch zweckmäßige und den nötigen Ansprüchen genügende Bearbeitungsmethoden gelehrt. Die für die Verbundbauweise geeigneten Stahlsorten gestatten trotz ihrer außerordentlichen Festigkeit das Aufbiegen und Hakenanbiegen (enge

U-Form) ohne Schwierigkeit und ohne Bruchgefahr. (Abbild. 1 a. f. S. zeigt das Stahlgerippe der später zu besprechenden Versuchsbalken.) Dagegen dürften die Bedenken zu 2) von ausschlaggebendem Einfluß gewesen sein und insbesondere Widerstände seitens der Behörden bei der Zulassung höherer Beanspruchungen hervorgerufen haben.

Die Träger der vorgenannten Patente, — ihrer Denkungsart nach Praktiker — haben sich über diese Bedenken hinweggesetzt, wenn auch mehr gefühlsmäßig als auf Grund exakter Erwägungen. In welchem Maße Bedenken vom theoretisch-rechnerischen Standpunkt aus gestützt werden, hat Dr. Fruchthändler in seinen recht interessanten Ausführungen im „Bauingenieur“, 1920, Heft 23 und 24, klargelegt. Diese Rechnungen können aber immerhin noch nicht den an sich sicher voll berechtigten Einwurf des wissenschaftlichen Zweiflers entkräften, der für die neuartige Zusammenstellung den induktiven Weg der experimentellen Beweisführung fordert. Zwar gelangt man zu ähnlichen Ergebnissen, wie Dr. Fruchthändler durch Rechnung, auf Grund von Erwägungen, die sich an eine kritische Würdigung von Versuchen mit Eisenbetonbalken knüpfen lassen. Hier ist nämlich festzustellen, daß der Prozentsatz der Bewehrung im allgemeinen ohne Einfluß auf die Rißlast ist. Diese ist vielmehr vorwiegend eine Funktion der Betonabmessungen und der Betonzugfestigkeit. Danach sind in der stahlbewehrten Konstruktion Risse nicht eher zu erwarten als in der mit gewöhnlichem Rundeisen bewehrten, solange die gleichen äußeren Abmessungen gewählt werden. Einen Schutz gegen die Annahme kleinerer Abmessungen gewährleisten jedoch die allgemein verwendeten Bemessungsformeln nach den amtlichen Bestimmungen

$$h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}, \text{ worin } r \text{ mit abnehmendem Verhältnis } \frac{\sigma_b}{\sigma_e}$$

wächst und die Rücksicht auf Schubspannungen.

Ein einwandfreies Bild über die Güte und Zuverlässigkeit der Stahlbeton-Konstruktion ist jedenfalls nur auf Grund von exakten Versuchen zu erbringen. Derartige Versuche sind*) in der Materialprüfungsanstalt Darmstadt vorgenommen worden. Die Tendenz der Versuche mußte darauf gerichtet sein, die typischen Unterschiede in den Einzelmaterialien — Rundeisen und Rundstahl — auch in der Betonkonstruktion zur Geltung kommen zu lassen. Eine Reihe von Fragen — wie chemische Widerstandsfähigkeit, Schubwiderstandsfähigkeit, Wirkungsweise von Haken usw. — schieden als Versuchsgegenstand von vornherein aus, da diese im Wesen der Verbundkonstruktion überhaupt liegen.

*) Im Auftrag der Firma J. Schroiff & Cie., die Inhaberin eines Patentes für Stahlbewehrung ist.

Ein Vergleich der spezifischen Materialeigenschaften und der Bruchvorgang beim rundeisenbewehrten Balken weisen auf die Gestaltung der Versuchsform hin. Die bisher mit Eisenbetonbalken vorgenommenen Versuche ergaben im allgemeinen 3 Hauptzerstörungsursachen:

- Ueberschreitung der Festigkeit des Betons
- Widerstandsfähigkeit des Eisens
- des Schubwiderstandes des Eisenbetons.

Die Ursachen 1 und 3 scheiden für unsere Betrachtungen aus, da sie keine Ergebnisse in Bezug auf die wesentlichen Unterschiede zwischen Stahl und Rundeisen liefern und da es sehr wohl möglich ist, die Konstruktion in dieser Beziehung zu sichern. Ist das zu 2) angeführte die Bruchursache, so tritt die Zerstörung in der Nähe des größten Momentes und somit der größten Spannungen auf. Der Bruchquerschnitt ist gekennzeichnet durch einen großen klaffenden Riß, der in der Zugfaser beginnt und bis in

Zusammenstellung II.

Durchmesser	Streckgrenze	Bruchgrenze	Bruchdehnung %	Bruchkontraktion %
20	4777	7236	15	43
20	4270	6640	18,6	61,7
4,6	7050	9050	5,9	28,4

Von den Stahlsorten ist insbesondere der unter 3 in der Zusammenstellung II verzeichnete als Bewehrungsmaterial geeignet, da die vorteilhaften Eigenschaften: hohe Festigkeit und kleine Dehnung hier besonders hervortreten. So sind die Dehnungen nach Ueberschreitung der Streckgrenze, also der Werte, auf die man in der Verbundbauweise die Sicherheitszahl bezieht, beim Stahl nur $\frac{5.7}{29,0} =$

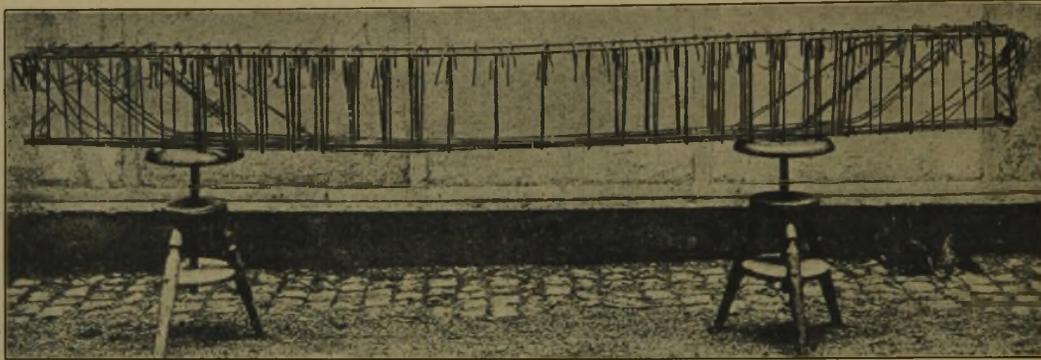


Abbildung 1. Stahl-Gerippe des Versuchs-Balkens.

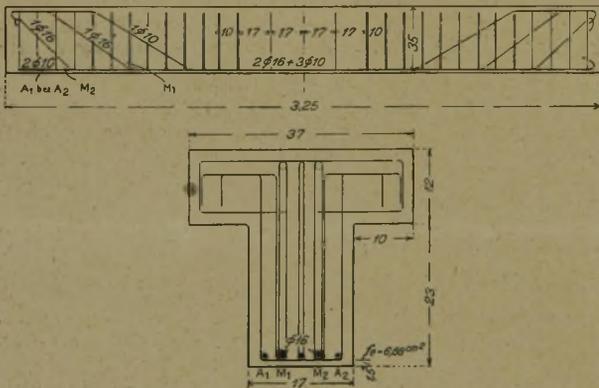


Abbildung 3. Balken der Versuchsreihe R (Rundeisen).

die Druckzone reicht. Durch diesen Riß und durch die Ausbildungsart dieses Risses im Verlaufe weiterer Belastungen wird die Druckzone derart geschwächt, daß der Beton zerdrückt wird. Die tatsächlichen Gründe für die Zerstörung eines Balkens auf diese Art sind bekanntlich die Ueberschreitung der Streckgrenze des Eisens und als Folge davon unverhältnismäßig große und sehr rasch fortschreitende Dehnungen in der Bewehrung. Diesen Dehnungen kann sich der Beton nicht anpassen, umsoweniger, als diese Dehnungen vorwiegend an einer Stelle zur Auswirkung kommen. Hat man eine Bewehrung, die in den Dehnungen ein anderes Verhalten zeigt, so ist eine anders geartete Zerstörung eines Verbundbalkens zu erwarten. Für den Versuch erscheint eine Belastungsform zweckmäßig, die möglichst große Dehnungen in der Bewehrung erzeugt. Das wird erreicht, wenn eine längere Strecke mit gleichbleibendem Moment vorhanden ist. Dem entspricht eine Anordnung nach Abbildung 2. Für Rundeisen (Zusammenstellung I), sowie für einen zweckmäßig erachteten Stahl (Zusammenstellung II) gelten in Bezug auf Festigkeit usw. folgende Zahlen (Quellen: Bach, Elastizität und Festigkeit, sowie Ergebnisse der besonderen Prüfung):

Zusammenstellung I.

Durchmesser	Streckgrenze	Bruchgrenze	Bruchdehnung %	Bruchkontraktion %
20	2128	3747	27,4	62,3
25	2147	3487	29,5	62,0
26	2465	3578	31,9	71,0
10	3030	4210	29,3	70,3
16	2980	4180	27,6	66,2

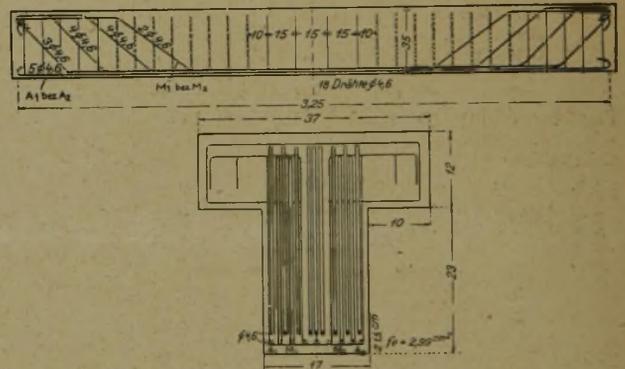


Abbildung 4. Balken der Versuchsreihe S (Stahl).

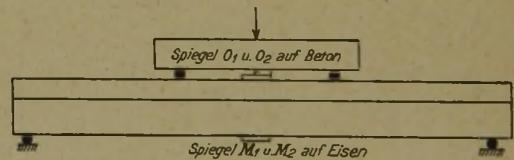


Abbildung 2. Anordnung der Belastung und der Ablesungsspiegel.

= 0,197 mal so groß als beim Rundeisen. Interessant ist ein Vergleich der spezifischen Festigkeiten im Bruchzustand:

$$\text{für das Rundeisen: } \sigma_s = \frac{4260}{1,0-0,70} = 14\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{für den Stahl: } \sigma_s = \frac{9050}{1,0-0,284} = 12\,700 \text{ kg/cm}^2.$$

Die hohe Widerstandsfähigkeit des Stahles ist also, wie auch nicht anders zu erwarten, keine Eigenheit des Grundmaterials, als vielmehr durch unterschiedliches Verhalten in seinen besonderen Eigenschaften hervorgerufen.

Die Bewertung der Versuchsergebnisse mit Stahldrahtbalken hat im Hinblick auf eisenbewehrte Konstruktionen zu erfolgen, da mit den letzteren schon erhebliche Erfahrungen und Sicherheit in der Behandlungsweise vorliegen. Um absolute, unabhängige Schlüsse für die Stahlbeton-Konstruktion zu ziehen, wäre zudem ein ausgedehntes Versuchsprogramm erforderlich.

Die hier zur Rede stehenden Versuche umfaßten demzufolge zwei Parallelreihen, davon eine mit Rundeisen üblicher Art bewehrt, die andere mit Stahldrähten von 4,6 mm. Zur Materialkontrolle und Spannungsberechnung wurden außerdem Versuche vorgenommen mit:

je 3 Stangen Rundeisen und Stahldraht,
je 3 Betonwürfeln von 20 cm Kantenlänge zur Ermittlung der Würfelfestigkeit,
je 3 Betonprismen von 20/20 cm Seitenlänge und 1 m Höhe.

Diese letzteren wurden angefertigt zwecks Vornahme von Feinmessungen, mit Hilfe deren die Spannungen in den Balken selbst bestimmt werden sollten.

Die wesentlichsten Angaben über Mischungen, Wasserzusatz, Temperatur usw. sind im nachstehend auszugswise wiedergegebenen Prüfungszeugnis enthalten.

Stützweite, Abmessungen, Bewehrung usw. sind aus den Abbildungen 3 und 4 ersichtlich. Die Druckgurtstärke wurde so gewählt, daß die Nulllinie rechnungsgemäß in den Steg fiel. Bei Bestimmung der Abmessungen für die Stahlbetonbalken (künftig mit S-Balken bezeichnet) wurde die Absicht zugrunde gelegt, etwa die gleiche Bruchlast zu erhalten, wie bei den mit Rundeisen bewehrten (R-Balken). Der Stahl hat eine Bruch- und Streckgrenze, die etwas mehr als das Doppelte der entsprechenden Werte für die Rundeisen beträgt. Deswegen wurde der Querschnitt der Stahldrähte etwa $\frac{1}{2}$ so groß gewählt wie der der Rundeisen.

Die in den Prüfungsergebnissen niedergelegten Beobachtungen während der Versuche erstreckten sich auf:

- Feinmessungen am Druckbeton,
- Feinmessungen an der Bewehrung,
- Durchbiegungsmessungen,
- Feststellung der Rißlast und der Bruchlast.

Außerdem wurde der Verlauf der Rissebildung, der sich nicht in einer Tabelle zusammenfassen läßt, sorgfältigst beobachtet. Denn gerade bezüglich des Risseverlaufes begegnet die Stahlbewehrung den größten Zweifeln.

a) Verwendete Baustoffe:

- Zement der Firma Dyckerhoff & Söhne
- Rheinsand 0—7 mm Korngröße
- Rheinkies 7—22 mm Korngröße
- Rundeisen von 6,10 und 16 mm Durchm. (handelsüblich)
- Stahldraht von 4,6 mm.

Balken R_2 mit Rundeisenbewehrung (vergl. hierzu Abbildung 2 und 3).

Tag der Anfertigung: 4. 12. 1919, der Prüfung: 22. 1. 1920,
Alter: 49 Tage

Eisengewicht: 34,3 kg
Balkengewicht: 610 kg (am Prüftag)

Ablesungszeiten	Belastung kg	Durchbiegung in				Längenänderung $\frac{1}{50000}$ cm											
		halber Balkenlänge		ein Drittel		M_1 (15,80 Φ)		M_2 (15,75 Φ)		A_1 (9,55 Φ)		A_2 (9,800 Φ)		O_1		O_2	
		ges. mm	bleib. mm	ges. mm	bleib. mm	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd
	Nullast: 3-5 kg																
8 h 57	395	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9 h 15	795	0,16	0	0,18	0,06	10	9	6	6	7	7	8	8	9	9	4	4
9 h 40	1195	0,39	0,03	0,46	0,10	22	15	17	16	14	14	17	15	18	13	11	9
10 h 01	1595	0,63	0,07	0,61	0,11	38	28	31	28	26	26	26	25	26	19	15	13
10 h 23	1995	0,84	0,04	0,73	0,05	53	37	42	35	34	34	37	32	36	30	22	21
10 h 52	2395	1,01	0,09	0,90	0,11	81	53	62	49	51	45	—	47	47	40	29	25
11 h 14	2995	1,43	0,26	1,23	0,21	130	90	104	74	83	62	97	72	63	53	40	38
11 h 39	4395	2,79	0,19	2,13	0,76	261	—	221	167	172	129	216	164	109	102	74	70
12 h 10	7395	5,43	0,37	4,19	1,05	—	686	439	343	350	275	403	329	—	190	153	144
12 h 29	9395	7,24	0,31	5,34	1,07	—	702	585	438	475	386	535	450	—	248	197	183

Beginn der Rißbildung bei 1995 kg Belastung, Höchstlast: 12 445 kg.

Balken S_2 mit Stahlbewehrung (vergl. hierzu Abbildung 2 und 4).

Tag der Anfertigung: 29. 12. 1919, der Prüfung 25. 2. 1920,
Alter: 58 Tage.

Eisengewicht: 24,7 kg,
Balkengewicht: 640,0 kg.

Ablesungszeiten	Belastung kg	Durchbiegung in				Längenänderung in $\frac{1}{50000}$ cm											
		halber Balkenlänge		ein Drittel		M_1 (4,63 Φ)		M_2 (4,63 Φ)		A_1 (4,63 Φ)		A_2 (4,63 Φ)		O_1		O_2	
		ges. mm	bleib. mm	ges. mm	bleib. mm	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd	gesamt	federnd
	Nullast: 395 kg																
8 h 35	395	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8 h 53	795	0,09	0	—	—	9	8	10	7	9	8	11	7	3	3	9	8
9 h 11	1195	0,22	0	—	—	17	17	18	14	16	15	20	16	10	10	12	10
9 h 28	1595	0,27	0	—	—	25	23	25	22	24	20	31	21	19	16	21	13
9 h 45	1995	0,39	0,05	—	—	37	32	41	36	34	27	49	34	23	16	30	20
10 h 06	2395	0,68	0,22	—	—	47	42	55	43	45	37	64	44	34	23	40	29
10 h 35	2995	1,21	0,53	—	—	87	65	132	87	99	69	141	90	60	38	63	41
11 h 04	4395	3,15	1,15	—	—	343	231	405	277	360	230	451	293	121	82	131	90
11 h 18	5395	4,48	1,31	—	—	533	385	625	451	568	399	685	477	159	117	178	133
11 h 34	7395	5,80	1,08	—	—	873	663	1035	789	941	706	1092	836	220	174	247	199
11 h 49	9395	9,23	1,63	—	—	—	1036	1389	1187	1338	1077	1483	1211	296	251	320	280
12 h 12	11395	13,30	2,03	—	—	—	1366	—	1468	—	1521	—	1540	—	305	—	342
12 h 23	13395	19,28	4,46	—	—	—	1680	—	1829	—	—	—	—	—	383	—	413

Beginn der Rißbildung bei 2395 kg Belastung. Beginn des Reißens der Eisen bei 15395 kg, Höchstlast 15 495 kg.

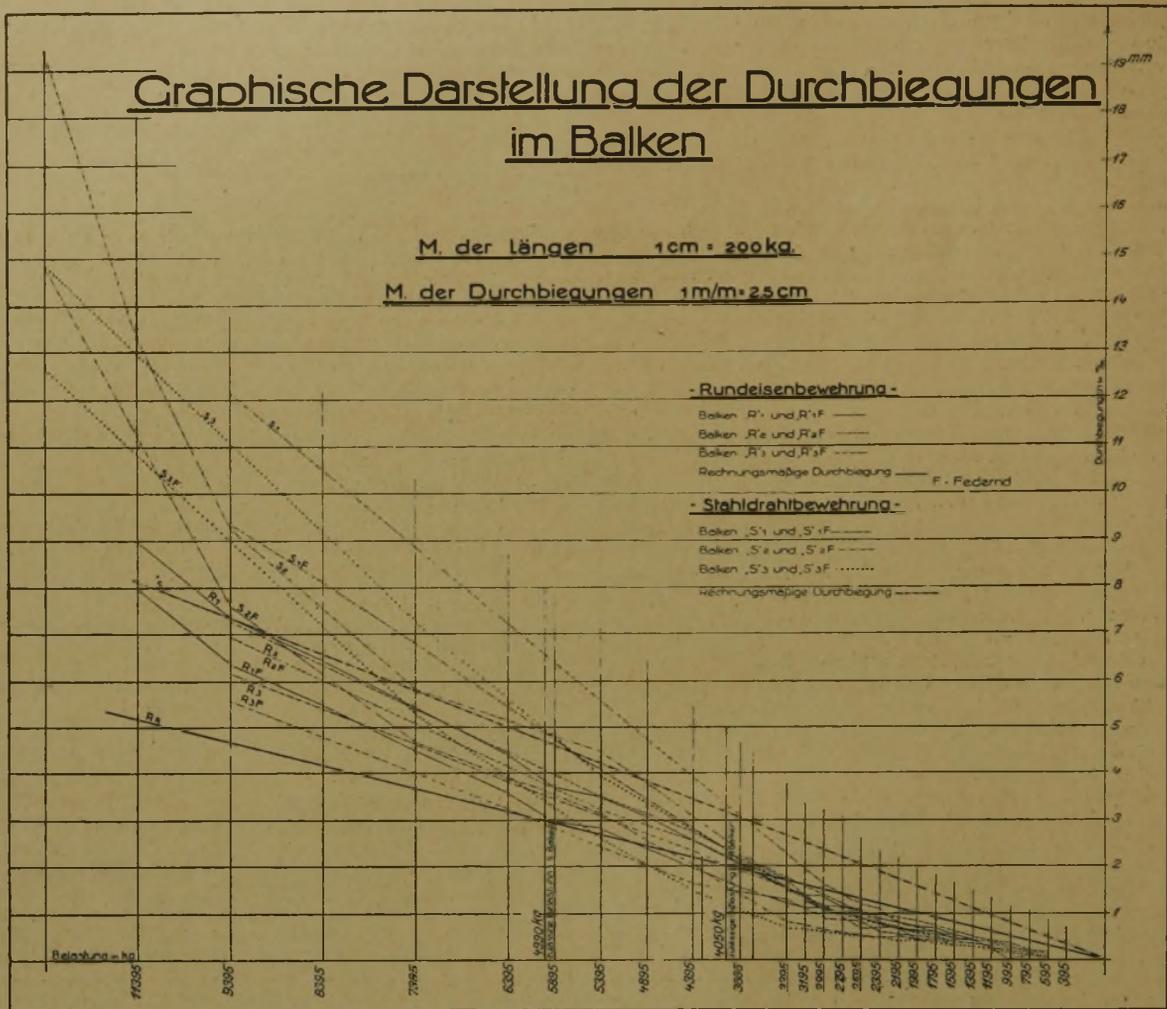
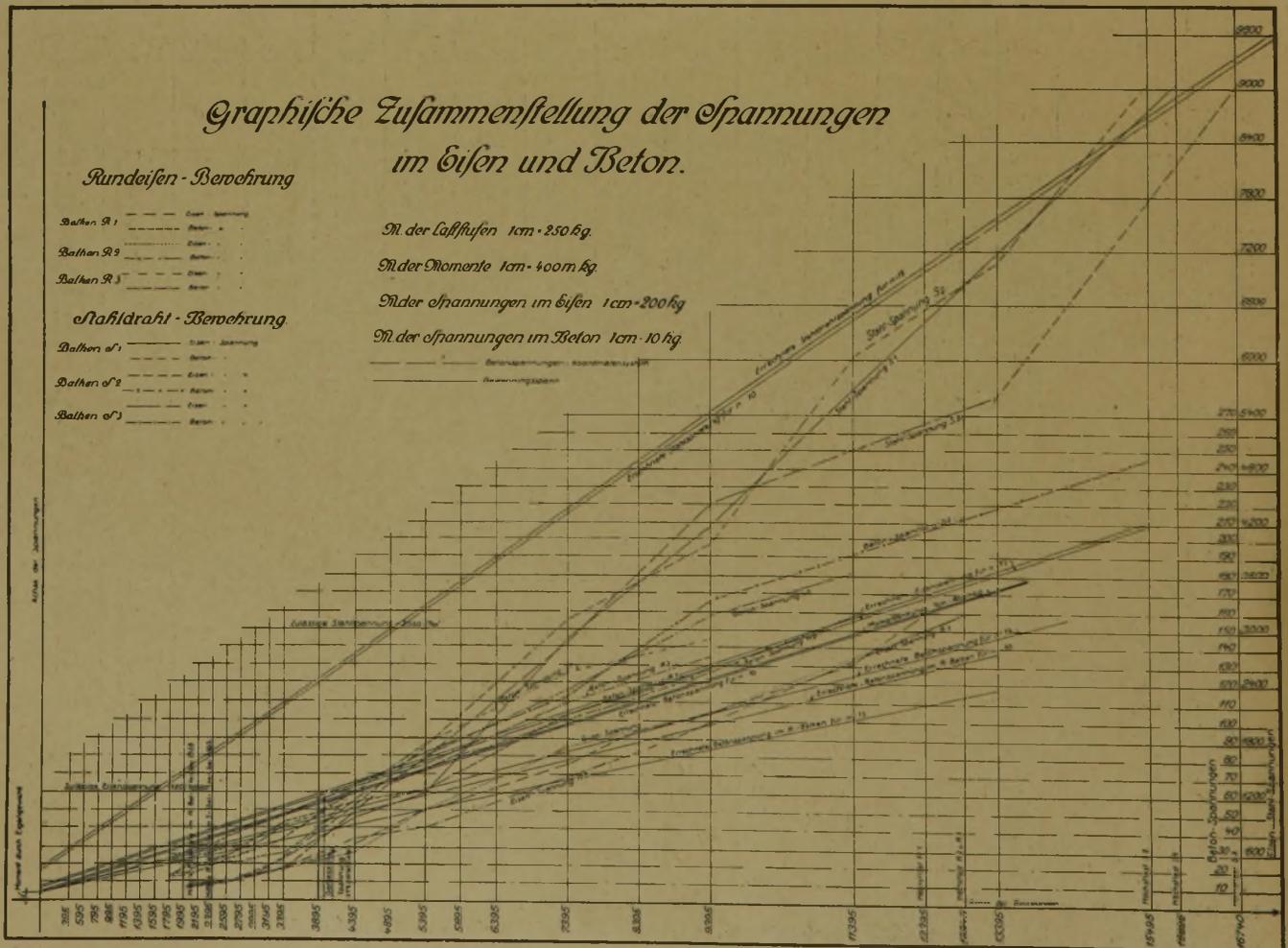


Abbildung 6 (oben), Abbildung 5 (unten) $\frac{1}{4}$ der natürlichen Größe der Zeichnung.



Dehnungen über eine Meßlänge von 10 cm gemessen, indem die Meßfedern auf Zapfen angesetzt wurden, die ihrerseits in runden Betonaussparungen an den Längseisen angelötet waren. Zur Ermittlung der Dehnungen im Druckgurt wurden 2 Martens'sche Spiegelapparate mit 10 cm Meßlänge angeordnet, die ihrerseits auf den Beton angeklebt waren. (An den Drucksäulen wurden die Messungen entsprechend vorgenommen).

Etwaige Bewegungen der Proben im Raume wurden durch Anbringung eines festen Raumspiegels eliminiert.

Ergebnisse der Würfelproben:

R_1 — R_3 : im Mittel 370 kg/cm²

S_1 — S_5 : im Mittel 449 kg/cm².

Das Studium der beigegebenen Lichtbilder der Balken, an denen in üblicher Weise die jeweils gültigen Rißlasten verzeichnet sind, sowie die Beachtung der weiterhin gemachten Angaben und das Studium der Spannungsdiagramme (Abbildung 5) und des Durchbiegungsdiagramms (Abbildung 6) werden genaue Anhaltspunkte für die entscheidenden Zahlen im Verlaufe der Rißbildung geben; sehr instruktiv und überzeugend ist jedoch das Bild, das sich während der Versuchsdurchführung selbst bietet. — Soweit das durch Worte möglich ist, eine Veranschaulichung zugeben, sei diese hier versucht:

1. Die

R-Balken:

Die ersten Risse traten auf unter Lasten von 2595 bzw. 1995 bzw. 1795 kg und entstanden in der Nähe der Lastangriffe. Unter zunehmender Belastung schritt die Rißbildung unmerklich fort. Breite und Länge der Risse nahmen kaum erkennbar zu; nach Entlastung schlossen sich die Risse vollständig, sodaß sie überhaupt nicht mehr festzustellen waren. Unter Lasten kurz oberhalb 5000 kg nahm die Rißbildung zwar immer noch langsam zu, doch bildeten sich die ersten bleibenden Risse, d. h. solche, die auch nach der Entlastung noch wahrnehmbar waren. Unter weiterhin gesteigerter Belastung wurde dann die Rissebildung ausgeprägter, doch schlossen sich nach Ent-

lastung diejenigen Risse wieder vollständig, die unter einer von der jeweiligen Höchstlast in geringem Abstand liegenden Laststufe entstanden waren. Unter Lasten von 8000 kg und darüber war während der Aufbringung der Last ein leichtes Knistern wahrzunehmen, das z. T. auf die Bewegung der Auflagerrollen, hauptsächlich jedoch auf Vorgänge im Inneren des Balkens zurückzuführen war,



Abbildung 7. Balken der R-Reihe (aus gew. Rundeisen).

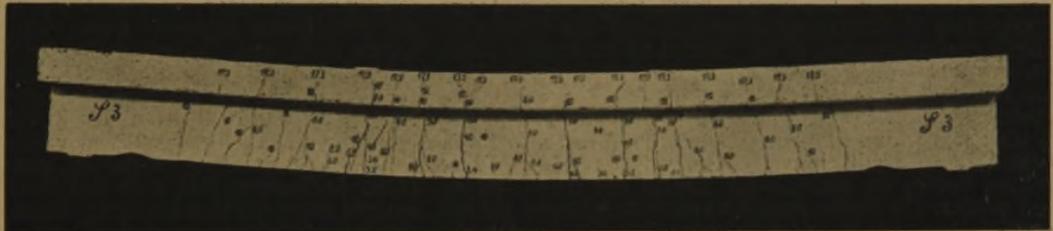


Abbildung 9. Balken der S-Reihe (mit Stahlbewehrung).

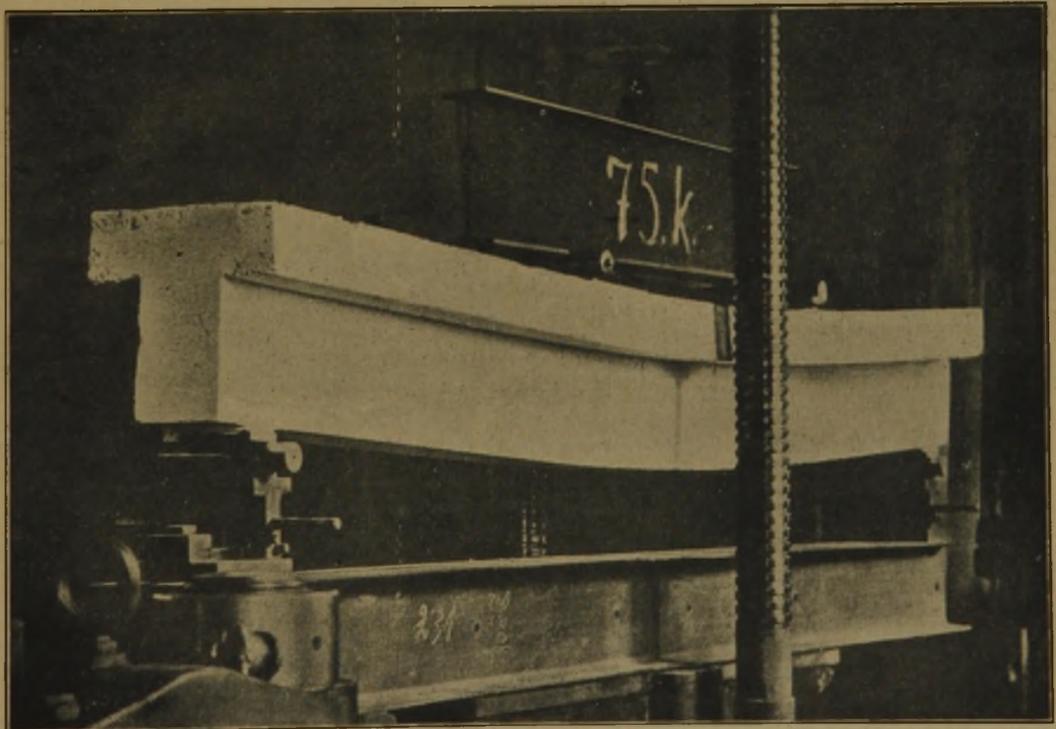


Abbildung 8. Balken der S-Reihe (mit Stahlbewehrung).

auf Ablösung der Bewehrung vom Beton unter stärkeren Formänderungen und auf die plötzliche Zerstörung des Zusammenhanges des Zugbetons. Von diesem Zeitpunkt an, wo, wie sich aus den Feinmessungen ergibt, die Formänderungen, vor allem die bleibenden, groß werden, klaffen die Risse kräftiger und erstrecken sich bis in die Druckplatte. An Stelle des größten Momentes entstand bei

allen 3 Balken der Zerstörungsriß, der sich rasch und kräftig dazu ausbildet und in den Druckgurt wandert. Kurz nach Bildung dieses Risses ist die Tragfähigkeit des Balkens erschöpft, die maximale Last, die „Bruchlast“ ist erreicht. Bei fortdauernder Lastwirkung läßt sich unter stark zunehmenden Durchbiegungen durch fortwährende Druckzuführung in der hydraulischen Presse die Belastung in der Nähe der Maximallast eine kurze Zeit lang halten. Dann nimmt sie zunächst langsam und weiterhin bei stark zunehmenden Dehnungen im Eisen und stark zunehmenden Durchbiegungen sowie unter fortschreitender Zerstörung des Druckbetons immer rascher ab. Die Bruchlasten betragen: 12 595 bzw. 12 445 bzw. 12 945 kg, im Mittel rd. 12 660 kg. Zerstörungen oder nur Risse in der Schubzone traten nicht auf; auch waren Bewegungen der Haken oder Absprengungen an den Stirnen nicht festzustellen.

Die Balken haben (vergl. Abbildung 7) verhältnismäßig wenige, aber stark ausgebildete Risse. Die Entwicklung zu einer derartigen Ribbildung setzte natürlich von vornherein ein. Die Biegelinie unter hohen Laststufen hat die Form eines Seiles, das durch eine Einzellast belastet ist. Sie ergibt sich weniger als die Deformationskurve einer Konstruktion, in der über die ganze Stablänge Formänderungen vorhanden sind. Vielmehr sind die gesamten Formänderungen vorwiegend an einer Stelle (und zwar der des größten Momentes) zur Auswirkung gelangt.

2. Die S-Balken:

Bei dieser Reihe treten die ersten Risse auf unter Lasten von 2195 bzw. 2395 bzw. 2595 kg, ungeachtet der weniger als halb so großen Bewehrung unter einem größeren Mittelwert als bei den R-Balken. (Hieraus soll nun keinesweges eine Ueberlegenheit der S-Konstruktion hergeleitet werden in Bezug auf Ribbildung. Einmal aus prinzipiellen Gründen, mit Rücksicht auf den Wert derartiger Beobachtungen, nicht; sodann ist es denkbar, daß der, wie aus dem Prüfungszeugnis ersichtlich, etwas härtere Beton (370 gegen 449 kg/cm²) die Riblast hinaus geschoben hat.) Der Versuchsverlauf sowie die Ribbildung ist bis zu der Laststufe von 10 000 kg ähnlich wie bei den R-Balken, doch mit einem typischen Unterschied. Unter höheren Lasten ist nämlich die Anzahl der Risse bedeutend größer, die Breite jedoch wesentlich geringer als bei den R-Balken. Die Risse treten etwas früher in den Druckgurt und reichen unter 10 000 kg bereits bis in die Mitte der Druckplatte, unter Belastungen von 12 000 kg sind sie bis nahe an die äußere Druckfaser vorgeschritten. Irgendwie Auffälliges infolge dieses Umstandes, wie etwa ungewöhnlich große Formänderungen im Druckbeton oder ungewöhnlich große Durchbiegungen sind jedoch nicht zu beobachten. Das erste knisternde Geräusch, das zur Hauptsache auf die plötzliche Ueberwindung der Zugfestigkeit der vorher noch unversehrten Teile der Zugzone zurückzuführen ist, erfolgte unter den gleichen Lasten wie bei den R-Balken. Aus der Gleichartigkeit bzw. Ähnlichkeit verschiedener Umstände — so z. B. der Höhe der Riblasten und der Wahrnehmung der knisternden Geräusche — in den beiden Reihen kann man Schlüsse ziehen, die mit Rücksicht auf die Einwände, die gegen den Stahl als Bewehrung erhoben werden, von Wichtigkeit sind. Die Ribbildung erscheint in erster Linie als eine Funktion der Zugfestigkeit des Betons und die Größe der Bewehrung ist nicht von besonderem Einfluß. Wäre dies der Fall und fände ein gemeinschaftliches Zusammenwirken von

Beton und Eisen in dem Sinne, wie wir z. B. in den Haftspannungsberechnungen voraussetzen, statt, so hätte unzweifelhaft bei den gänzlich verschiedenen Haft- und Bewehrungsspannungen und den verschiedenen Dehnungen in der Bewehrung eine Beeinflussung des Betons bezüglich der Rissebildung bemerkbar sein müssen.

Unter Belastungen von 16 500 bzw. 15 200 kg spalten sich die äußersten Risse im Druckgurt und reichen bis an die äußerste Druckfaser. Kurz darauf zerreißen einige der Bewehrungsdrähte mit schwachem Knall. Nach diesem Zeitpunkt — nachdem also schon eine Schwächung der Bewehrung eingetreten ist — trägt der Balken Laststufen nahe der Bruchlast mehrere Minuten lang, ohne daß das Manometer der hydraulischen Presse der Prüfungsmaschine — der empfindlichste und zuverlässigste Durchbiegungsmesser in diesem Falle — sinkt. Diese Tatsache zeugt von der unveränderten Widerstandsfähigkeit des Stahles unter Spannungen weit oberhalb der Streckgrenze, sehr im Gegensatz zum Rundeisen.

Die Zerstörung der Balken erfolgte unter Lasten von 16 740 bzw. 15 895 bzw. 15 495 kg, im Mittel rd. 16 040 kg, durch Zerreißen einer größeren Zahl von Drähten und nicht durch Erschöpfung der Bruchfestigkeit des Betons. — Nach starkem Lastabfall wurden alsdann, wie eine Bloßlegung zeigte, sämtliche Drähte zerrissen.

Der Umstand, daß, bevor die Höchstlast erreicht war, der Querschnitt seiner ganzen Höhe nach von Rissen durchzogen war, gibt ein Bild über die Wirkungsweise der Eisenbetonkonstruktion. In diesem Zustand war auf jeden Fall der Zusammenhang des Materiales gestört und bei einem anderen Material, wie Eisen oder Holz, wäre ein derartiges Verhalten wohl eine Unmöglichkeit gewesen. Die Eisenbetonkonstruktion hat in diesem Zustand keinesfalls mehr in einer solchen Weise gewirkt, wie wir sie der Berechnung zugrunde legen, wie ja auch in der Annahme nicht mehr mitwirkenden Zugbetons, aber gleichzeitigen Uebertragens der Druckkräfte durch die Schubspannungen in die Zugzone ein erheblicher Widerspruch liegt. Weist man dagegen der Bewehrung in der Eisenbetonkonstruktion die Funktion versteiferender Seile zu, so ist das Verhalten der S-Balken ganz selbstverständlich. Diese Auffassung läßt auch den Nachweis der Haftspannungen bzw. die Beschränkung dieser auf eine bestimmte Größe für überflüssig erscheinen, ganz in Uebereinstimmung mit anderen Versuchsergebnissen. Notwendig ist lediglich eine zweckentsprechende Vereinigung der Druckspannungen mit den Zugspannungen, damit das innere widerstehende Moment entstehen kann. Am zweckmäßigsten erfolgt die Vereinigung — unter Annahme einer Seilwirkung — durch aufgebogene Eisen; doch können auch Bügel diese herstellen.

Außer in der Höhe der Bruchlasten und der Zerstörungsursache unterscheiden die S-Balken sich in ihrer äußeren Form stark von den R-Balken (vergl. Abb. 8 u. 9). Die tatsächliche Biegelinie der S-Balken stimmt mit der theoretischen besser überein wie die der R-Balken. Zugleich mit der Tatsache der zahlreicheren, nur feineren Risse kann man darauf schließen, daß die Formänderungen des Stahles gleichmäßiger über die ganze Länge der Bewehrung und des Balkens verteilt waren. Die Versuche haben keinesfalls die vielfach gegen die Stahlbewehrung ins Feld geführte Vermutung der größeren Ribgefahr als Folge der höheren Bewehrungsspannungen und Dehnungen bestätigt. — (Schluß folgt.)

Die Querschnittsbestimmung von einfach und doppelt bewehrten Platten, Balken und Plattenbalken und die amtlichen Musterbeispiele.

Von Professor Landmann in Magdeburg. (Schluß.)

5. Ringsum aufliegende Platte von 3,0 und 4,0 m Stützweite mit gekreuzten Eiseneinlagen.

 utzlast und Eigengewicht ist mit 600 kg/m² angenommen. Augenscheinlich ist eine Nutzlast von 250 kg/m²; $g'' = 10 \cdot 24 = 240$ kg/m² und $g' = 600 - 250 - 240 = 110$ kg/m² vorsehen. Soll zunächst die Plattenstärke h ermittelt werden, so hat man

$$q' = 110 + 250 = 360 \text{ kg/m}^2;$$

$$q_a' = 360 \frac{3^4}{3^4 + 4^4} = 86 \text{ kg/m}; q_b' = 360 - 86 = 274 \text{ kg/m}$$

$$M_a' = \frac{1}{8} \cdot 86 \cdot 4,0^2 = 172 \text{ mkg}; M_b' = \frac{1}{8} \cdot 274 \cdot 3,0^2 = 308 \text{ mkg}.$$

Für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² hat man aus Zusammenstellung I

$$h_1 = 0,456 \sqrt{\frac{30\ 800}{100}} + 2,0 = 10 \text{ cm}; \text{ also } g_2 = 10 \cdot 24 = 240 \text{ kg/m}^2; q = 360 + 240 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$q_a = 600 \cdot \frac{3^4}{3^4 + 4^4} = 144 \text{ kg/m} \text{ u. } q_b = 600 - 144 = 456 \text{ kg/m}$$

$$M_b = \frac{1}{8} \cdot 456 \cdot 3,0^2 = 513 \text{ mkg} \text{ und } h = 0,456 \sqrt{\frac{51\ 300}{100}} = 10,4 \text{ cm}; h' = 10,4 \cdot 0,9 = 9,36 \text{ cm}.$$

Die weitere Rechnung siehe Musterbeispiel.

6. Balken von gegebener Breite von 20 cm in einem Wohnhause mit 750 kg/m einschließlic Eigengewicht belastet. Stützweite 4,0 m.

Hier wird zunächst der Querschnitt bei einfacher Bewehrung festgestellt. Für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² hat man wieder aus Zusammenstellung I, wenn

$$M = \frac{1}{8} \cdot 750 \cdot 4,0^2 = 1500 \text{ mkg}$$

$$h = 0,456 \sqrt{\frac{150000}{20}} = 39,5 \text{ cm}; f_e = 20 \cdot 39,5 \cdot 0,015 = 3,95 \text{ qcm.}$$

Erscheint die Höhe zu groß, so kann diese durch doppelte Bewehrung herabgemindert werden. Nimmt man $h = 33 \text{ cm}$ an, so erhält man mit Hilfe von Zusammenstellung I

$$f_e' = \frac{150000}{33} \cdot 0,00335 - 20 \cdot 33 \cdot 0,01607 = 4,62 \text{ qcm};$$

$$5 \text{ Rundeisen von } 11 \text{ mm Durchm. mit } 4,75 \text{ qcm}$$

$$f_e = 20 \cdot 33 \cdot 0,005 + 4,62 \cdot 0,3114 = 4,74 \text{ qcm}; 5 \text{ Rundeisen von } 11 \text{ mm Durchm. mit } 4,75 \text{ qcm}$$

$$h' = 33 \cdot 0,9 = 29,70 \text{ cm}; a = 3,3 \text{ cm}; x = 33 \cdot 0,300 =$$

$$9,90 \text{ cm}; z = \frac{150000}{1200 \cdot 4,74} = 26,37 \text{ cm.}$$

Die Genauigkeit der Rechnung möge hier mit Hilfe der allgemeinen Formeln für die doppelte Bewehrung nachgewiesen werden. Es ist:

$$x = \frac{15(4,62 + 474)}{20} +$$

$$\sqrt{\left[\frac{15(4,62 + 474)}{20}\right]^2 + \frac{2 \cdot 15}{20}(4,62 \cdot 3,3) + 4,74 \cdot 29,70} = 9,80 \text{ cm}$$

$$y' = \frac{\frac{1}{3} \cdot 20 \cdot 9,80^3 + 15 \cdot 4,62(9,80 - 3,3)^2}{\frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 9,80^2 + 15 \cdot 4,62(9,80 - 3,3)} = 6,52 \text{ cm};$$

$$z = 29,70 - 9,80 + 6,52 = 26,42 \text{ cm.}$$

Die kleine auftretende Differenz von $0,05 \text{ cm}$ ist darauf zurückzuführen, daß bei den verwendeten Formeln die Verminderung des Querschnittes durch die Druckeisen nicht berücksichtigt worden ist. Hier ist die Differenz gering; bei größerem Druckeisenquerschnitt wird der Unterschied aber mehr in die Erscheinung treten. In solchen Fällen müßte die Querschnittsverminderung doch berücksichtigt werden.

Bei der Berechnung der Schub- und Haftspannungen, S. 19 der Musterbeispiele, lautet das erste Glied des Ansatzes für $S' = \frac{11,3^2 - 8,3^2}{2} \cdot 20$; da unter statischem Moment das Produkt aus Fläche und Schwerpunktsabstand verstanden wird, kann man einfacher schreiben

$$20 \cdot 3 \left(11,3 - \frac{3}{2}\right).$$

7. Berechnung eines im Freien angebrachten Plattenbalkens von $5,80 \text{ m}$ Lichtweite für eine Nutzlast von 600 kg/m^2 ; Entfernung der Rippen $2,25 \text{ m}$, Eigengewicht der Platte 240 kg/m^2 .

In dem Musterbeispiel ist der Querschnitt gegeben. Hier soll er erst festgestellt werden für $\sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

Bei der Ermittlung der Belastung, die der Plattenbalken von zwei angrenzenden Deckenfeldern aufzunehmen hat, ist g' vergessen und lediglich g'' , d. i. das Gewicht der Betonplatte, eingesetzt worden. Wird $g' = 110 \text{ kg/m}^2$ angenommen, so haben wir zunächst:

$$\text{Belastung durch zwei angrenzende Deckenfelder} \\ 2 \cdot \frac{240 + 110 + 600}{2} \cdot 2,25 = 2138 \text{ kg/m}$$

$$\text{Gewicht des trapezförmigen Stückes} \\ \frac{0,30 + 0,25 + 0,30 + 0,25}{2} \cdot 0,10 \cdot 2400 = 132 \text{ „}$$

zusammen 2270 kg/m

$$l = 5,80 \cdot 1,05 = 6,10 \text{ m}$$

$$M' = \frac{1}{8} \cdot 2270 \cdot 6,10^2 = 1056 \text{ mkg.}$$

Mit Hilfe von Zusammenstellung I bei $\sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ findet man unter Annahme von

$$b = 16 \cdot 10 = 160 \text{ cm}; h_1 = 0,508 \sqrt{\frac{1056000}{160}} + 2,71 = 44 \text{ cm};$$

$$\text{dann ist } g'' = (0,44 - 0,20) \cdot 0,25 \cdot 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$q = 2270 + 144 = 2414 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 2414 \cdot 6,10^2 = 1123 \text{ mkg.}$$

Mit Hilfe der Zusammenstellung II läßt sich nunmehr die endgültige Höhe und der Eisenquerschnitt ermitteln. Der vorhin angenommene Wert $h = 160 \text{ cm}$ kann als der kleinste beibehalten werden; vergl. § 16 Z. 9.

8. Oktober 1921.

Es ist $\frac{h}{d} = \frac{44}{10} = 4,4$, angenommen $4,5$, und man hat

$$h = 0,515 \sqrt{\frac{112300}{160}} = 43,2 \text{ cm}; \text{ aus } \frac{h}{d} = 4,5, \text{ folgt } d = \frac{43,2}{4,5} = 9,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 160 \cdot 9,6 \cdot 0,01734 = 26,63 \text{ qcm, dafür 7 Rundeisen von } 22 \text{ mm Durchm. mit } 26,60 \text{ qcm}$$

$$x = 43,2 \cdot 0,2739 = 11,83 \text{ cm}; z = \frac{1123000}{1200 \cdot 26,63} = 35,14 \text{ cm};$$

$$h' = 43,2 \cdot 0,9 = 38,88 \text{ cm.}$$

Die Richtigkeit des Verfahrens soll auch hier wieder durch Nachprüfung mittels der allgemeinen Formeln erwiesen werden. Es ist:

$$x = \frac{15 \cdot 26,63 \cdot 38,88 + \frac{160 \cdot 9,6^2}{2}}{15 \cdot 26,63 + 160 \cdot 9,6} = 11,84 \text{ cm}$$

$$x - y = \frac{9,6}{3} \cdot \frac{11,84 - 2 \cdot 9,6}{2 \cdot 11,84 - 9,6} = 3,71 \text{ cm};$$

$$z = 38,88 - 3,71 = 35,17 \text{ cm.}$$

Die Berechnung der Spannungen selbst ist nicht erforderlich. Auf einen kleinen Fehler im Musterbeispiel darf noch hingewiesen werden. Es muß auf Seite 20 heißen: Die erste Abbiegung liegt, da $10 = 1,57 \text{ m}$ — nicht $1,55 \text{ m}$ — ist, um etwa

8. Ein frei aufliegender Plattenbalken mit einer Stützweite von $4,0 \text{ m}$ und einer Nutzlast einschließlich Eigengewicht von $2,5 \text{ t/m}$ und einer Einzellast von 12 t in der Mitte soll berechnet werden.

Die Druckbreite betrage $1,80 \text{ m}$, die Stegbreite $0,25 \text{ m}$. Das Beispiel soll den Fall behandeln, bei dem die Nulllinie innerhalb der Platte liegt. Dies kann aber erst durch die Berechnung der Lage der Nulllinie festgestellt werden, wozu man die in dem Musterbeispiel fehlende Angabe der Plattenstärke braucht. Auch die bloße Annahme von $b = 1,80 \text{ m}$ ohne Hinweis auf die Berechtigung dieses Wertes auf Grund der amtlichen Vorschriften muß bei einem Musterbeispiel bemängelt werden.

Jedenfalls scheint $d = 14 \text{ cm}$ zu sein, dann ist b entweder $16 \cdot 14 = 224 \text{ cm}$ oder $8 \cdot 25 = 200 \text{ cm}$ oder gleich der Entfernung l zweier Plattenbalken von $1,80 \text{ m}$. Da h noch nicht bekannt ist, werde b vorläufig $= 180 \text{ cm}$ angenommen.

Zur Bestimmung von h benutzt man wieder Zusammenstellung I.

$$\text{Es ist } M = \frac{2,5 \cdot 4}{8} + \frac{12 \cdot 4}{4} = 17 \text{ mt. Für } \sigma_b = 30 \text{ und}$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ hat man } h = 0,577 \sqrt{\frac{1700000}{180}} = 56 \text{ cm};$$

der Zuschlag c ist hier nicht zu machen, weil das Eigengewicht in der angenommenen Belastung schon enthalten ist. Es ist also $\frac{h}{d} = \frac{56}{14} = 4,0$. Nun findet man mit Hilfe

$$\text{von Zusammenstellung II } h = 0,576 \sqrt{\frac{1700000}{180}} = 56 \text{ cm};$$

$$h' = 56 \cdot 0,9 = 50,4 \text{ cm (50,5); } f_e = 180 \cdot 14 \cdot 0,01581 = 30,99 \text{ cm}^2$$

$$(31); x = 56 \cdot 0,2454 = 13,74 \text{ cm (13,8); } z = \frac{1700000}{1200 \cdot 30,99} = 45,71 \text{ cm (45,9).}$$

Man kann hier auch Zusammenstellung I für die Bestimmung des Eisenquerschnittes benutzen, weil die Nulllinie in die Platte fällt, und erhält

$$f_e = 180 \cdot 56 \cdot 0,00307 = 30,95 \text{ qcm.}$$

9. Ein Kellerraum sei mit einer Rippenbalkendecke überdeckt; Abstand der am Ende frei aufliegenden Rippen $2,08 \text{ m}$; drei Felder $l_1 = l_3 = 4,20 \text{ m}; l_2 = 4,45 \text{ m}$.

Die Plattenstärke sei mit $8,5 \text{ cm}$ berechnet worden; Rippenbreite 25 cm

$$\text{Eigengewicht der Platte } 8,5 \cdot 24 = 204 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Fußboden, Putz usw. } 150 + 21 = 171 \text{ „}$$

$$\text{zusammen } 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Nutzlast } \dots \dots \dots 750 \text{ „}$$

Die vorläufige Druckbreite des Plattenbalkens werde mit $16 \cdot 8,5 = 136 \text{ cm}$ angenommen. Auf 1 m Länge kommt dann:

$$\text{Eigengewicht } 2,08 \cdot 375 = 780 \text{ kg/m}$$

$$\text{Schrägentrapez } \dots \dots \dots 40 \text{ „}$$

$$820 \text{ kg/m}$$

$$\text{Nutzlast } 2,08 \cdot 750 = 1560 \text{ kg/m}; g' = 0,82 \text{ t/m}; p' = 2,38 \text{ t/m.}$$

Nach § 16 Z. 7 müssen hier die Momente für die ungünstigste Laststellung berechnet werden. Zur Gewinnung von h berechnen wir das vorläufige Größtmoment im Endfeld:

$$2 M_1 (4,20 + 4,45) + M_1 \cdot 4,45 = \frac{1}{4} (0,82 \cdot 4,45^3 + 2,38 \cdot 4,2^3)$$

$$M_1 = 2,86 \text{ mt}$$

$$A_0 = \frac{4,20}{2} \cdot 2,38 - \frac{2,86}{4,2} = 4,32 \text{ t}; e = \frac{4,32}{2,38} = 1,81 \text{ m};$$

$$M = 4,32 \cdot \frac{1,81}{2} = 3,91 \text{ mt.}$$

Für $\sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ haben wir unter Benutzung von Zusammenstellung I

$$h_1 = 0,508 \sqrt{\frac{391\,000}{136}} - 2,77 = 30 \text{ cm}; \frac{h}{d} = \frac{30}{8,5} = 3,53 \approx 3,5;$$

$$g' = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2400 = 90 \text{ kg/m}; g = 0,82 + 0,09 = 0,91 \text{ t/m};$$

Nun berechnet man das endgültige M wie in dem Musterbeispiel

$$2 M_1 (4,20 + 4,45) + M_1 \cdot 4,45 = \frac{1}{4} (2,47 \cdot 4,2^3 + 0,91 \cdot 4,45^3)$$

$$M_1 = 3,03 \text{ mt}; A_0 = 4,47 \text{ t}; e = 1,81 \text{ m}; M = 4,045 \text{ mt}; b = 4 \cdot 30 = 120 \text{ cm}$$

Mit Zusammenstellung II bei $\frac{h}{d} = 3,5$ hat man

$$h = 0,511 \sqrt{\frac{40\,450}{120}} = 29,7 \text{ cm}; d = \frac{29,7}{3,5} = 8,48 \text{ cm}; f_e = 120 \cdot 8,48 \cdot 0,01399 = 14,24 \text{ qcm (14,07).}$$

Der Eisenquerschnitt ist etwas größer als im Musterbeispiel, weil $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ beträgt; dort ist ein σ_e von 1208 kg/cm^2 ermittelt worden. Es ist weiter $x = 29,7 \cdot 0,2739 = 8,11 \text{ cm}; z = \frac{404\,500}{1200 \cdot 1424} = 23,7 \text{ cm.}$

Eine weitere Nachprüfung erübrigt sich hier, es genügt der Vergleich mit den Ergebnissen in dem Musterbeispiel.

Die Feststellung der Eisenquerschnitte für die weiteren Momente, die der Kürze halber dem Musterbeispiel entnommen werden, erfolgt auch hier nicht durch vorherige Annahme und Ermittlung der Spannungen, sondern auf dem sicheren Wege der Berechnung.

Für das größte Moment im Mittelfeld von $2,84 \text{ mt}$ haben wir für $\frac{h}{d} = 3,5$, $h = 29,75$ und $d = 8,5 \text{ cm}$

$$r = \frac{29,75}{\sqrt{\frac{284\,000}{120}}} = 0,61; \text{ für } \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ liegt dieses zwischen } 0,582 \text{ und } 0,702 \text{ und es ist}$$

$$\alpha_z = 0,01048 - (0,01048 - 0,00695) \cdot \frac{611 - 582}{709 - 611} = 0,00914$$

$$f_e = 120 \cdot 8,5 \cdot 0,00914 = 9,32 \text{ qcm}; \sigma_b = 30 - 5 \cdot \frac{29}{98} = 28,52 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das negative Moment im Mittelfeld $M = 0,79 \text{ mt}$ stellt sich die Rechnung unter Beachtung des hier vorhandenen rechteckigen Querschnittes von der Breite $b = 25 \text{ cm}$ und der rechnerischen Höhe $29,75 \text{ cm}$ mit Zuhilfenahme von Zusammenstellung I folgend:

$$r = \frac{29,75}{\sqrt{\frac{79\,000}{25}}} = 0,529; \text{ für } \sigma_e = 1200 \text{ ist dann } \alpha_z = 0,00399 - 0,0176 \cdot \frac{21}{69} = 0,00345$$

$$f_e = 25 \cdot 29,75 \cdot 0,00345 = 4,09 \text{ qcm.}$$

$\sigma_b = 35 - 5 \cdot \frac{21}{69} = 33,5 \text{ kg/cm}^2$. Im Musterbeispiel ist f_e mit $3,14 \text{ qcm}$ angenommen und mit doppelter Bewehrung gerechnet worden.

Für das größte Stützenmoment $M_1 = 5,08 \text{ mt}$ hat man, da der Querschnitt hier wieder ein Rechteck ist, von 25 cm Breite und 45 cm Höhe.

$$r = \frac{45}{\sqrt{\frac{508\,000}{25}}} = 0,293. \text{ Man erkennt an diesem Wert aus Zusammenstellung I, daß die Betonspannung zu groß wird, und daß hier mit doppelter Bewehrung}$$

gerechnet werden muß. Für $\sigma_b = 50$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ erhält man mit Hilfe von Zusammenstellung I

$$f_e' = \frac{508\,000}{45} \cdot 0,00251 - 25 \cdot 45 \cdot 0,01703 = 9,17 \text{ qcm};$$

$$f_e = 25 \cdot 45 \cdot 0,00721 + 9,17 \cdot 0,4148 = 11,91 \text{ qcm};$$

$x = 45 \cdot 0,3458 = 15,56 \text{ cm}$. Aus der allgemeinen Formel ergibt sich

$$x = - \frac{15 (11,91 + 9,17)}{25} +$$

$$\sqrt{\left[\frac{15 (11,91 + 9,17)}{25} \right]^2 + \frac{2 \cdot 15}{25} (11,91 \cdot 40,5 + 9,17 \cdot 4,5)} = 15,37 \text{ cm.}$$

Die kleine Differenz, welche sich hier zeigt, ist darauf zurückzuführen, daß bei der Berechnung der Zahlenwerte der Zusammenstellungen die Verringerung des Betonquerschnittes durch die Druckeisen berücksichtigt worden ist.

10. Berechnung einer Eisenbetonrippendecke (S. 27 der Musterbeispiele)

$$M = 77\,400 \text{ cmkg}; h = 25 \text{ cm}; d = 5 \text{ cm}; b_0 = 6 \text{ cm}; b = 8 \cdot 6 = 48 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{25}{5} = 5,0. \text{ Es ist } r = \frac{25}{\sqrt{\frac{77\,400}{48}}} = 0,625.$$

Aus Zusammenstellung II für

$$\frac{h}{d} = 5,0 \text{ und } \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2; \text{ entnimmt man}$$

$$\alpha_z = 0,01475 - 0,00363 \cdot \frac{39}{87} = 0,01312$$

$$f_e = 48 \cdot 5 \cdot 0,01312 = 3,15 \text{ qcm (3,14)}; \sigma_b = 30 - 5 \cdot \frac{39}{87} = 27,76 \text{ kg/cm}^2 (27,7).$$

Die vorgeführten Beispiele zeigen, wie einfach und bequem sich die Rechnung in allen in der Praxis vorkommenden Fällen mit Hilfe der beiden Zusammenstellungen durchführen läßt. Besonders muß hervorgehoben werden, daß stets eine einmalige Rechnung zum Ziel führt, wenn die Höhe festgestellt worden ist. Nicht unerwähnt darf bleiben, daß die Tafel I der amtlichen Vorschriften für alle Aufgaben mit Ausnahme der doppelten Bewehrung, also auch für die vorherige Bestimmung von h , für die die Zusammenstellung I dient, gleichfalls benutzt werden kann. Zu letzterem Zweck braucht man nur

den Wert r in Tafel I mit $\frac{10}{9}$ zu multiplizieren; man erhält also das vorläufige h aus der Formel:

$$h_1 = \frac{10}{9} r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Die Anwendung möge an Beispiel 2 gezeigt werden. Dort war $l = 2,15 \text{ m}$; das vorläufige Moment 675 mkg ; $\sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$. Man erhält:

$$h_1 = \frac{10}{9} \cdot 0,433 \cdot \sqrt{\frac{67\,500}{100}} + 2,5 = 15 \text{ cm.}$$

Nun ist das endgültige Moment 883 mkg und damit erhält man:

$$h' = 0,433 \sqrt{\frac{88\,300}{100}} = 12,87 \text{ cm}; h = \frac{10}{9} \cdot 12,87 = 14,3 \text{ cm}; f_e = 12,87 \cdot 0,602 = 7,75 \text{ qcm.}$$

Daß die Zusammenstellungen I und II auch zur Berechnung der Steineisendecken benutzt werden können, mag zum Schlusse noch bemerkt werden.

Vermischtes.

Weserfähre aus Eisenbeton. Wir erhalten folgende Mitteilung: „Eine 16 m lange, $5,5 \text{ m}$ breite und 1 m hohe Eisenbetonfähre für Petershagen a. d. Weser lief am 9. September d. Js. auf der Mindener Eisenbeton-Werft A.-G. glücklich vom Stapel. Sie hat einen Tiefgang von nur 29 cm .

Für den Bau von Fähren ist der Eisenbeton sehr gut geeignet, weil die bei diesen Fahrzeugen besonders hohen Unterhaltungs- und Ausbesserungskosten beim Eisenbeton durch seine längst erwiesenen Vorzüge des Nichtrostens und Nichtbewachsens fortfallen und eine Eisenbetonfähre keiner Pflege bedarf. Vermöge dieser Eigenschaften werden sich derartige Fähren bald ein großes Verwendungsgebiet erobern, umso mehr, als durch die Anwendung des Torkret-Spritzverfahrens ein besonders fester und allen Ansprüchen der Schifffahrt, auch bei niedrigen Wasserständen, vollkommen genügender Eisenbeton-Baustoff erreicht wird.“

Inhalt: Verwendung von Stahl als Bewehrung in Verbund-Konstruktionen. — Die Querschnittsbestimmung von einfach und doppelt bewehrten Platten, Balken und Plattenbalken und die amtlichen Musterbeispiele. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.