

Tabelle II. Würfel- und Zylinderversuche.
Würfel. Zylinder.

Nr.	Alter Tage	P	$\frac{P}{F_b}$	Nr.	Alter Tage	P	$\frac{P}{F_b}$
2 ₁	67	128 100	139	5	68	38 830	124
2 ₂	67	127 010	137	9	59	24 950	78
5 ₁	61	151 170	163	10 ₁	80	23 590	75
5 ₂	61	167 250	181	10 ₂	80	27 670	87
7 ₁	69	116 350	124	12 ₁	78	46 810	145
7 ₂	70	173 730	188	12 ₂	80	47 630	128
10 ₁	64	94 030	133	16 ₁	69	34 020	107
10 ₂	76	150 820	162	16 ₂	69	26 760	85
11 ₁	75	160 350	173				
11 ₂	75	152 860	165				
15 ₁	67	128 100	139				
15 ₂	67	127 010	137				
16 ₁	66	138 400	146				
16 ₂	66	157 850	170				
18 ₁	39	96 620	104				
18 ₂	39	101 300	109				

keiten dennoch sehr verschieden. Diese schwanken zwischen 104 und 173 kg/cm².

Bei reinen Betonsäulen wurden folgende Bruchfestigkeiten festgestellt:

Nr.	5	8	9	12	15	18	im Mittel
$\frac{F}{F_b}$	= 120	141	113	120	84	76	109 kg/cm ²

Bei der Armierung 1,21 vH. erhalten wir

Nr.	1	2	7	11	im Mittel
$\frac{F}{F_b}$	= 112	131	124	136	126 kg/cm ²

$\frac{P}{F_b + 15 F_e}$	= 95	111	110	115	108	"
--------------------------	------	-----	-----	-----	-----	---

was sehr genau mit der mittleren Festigkeit 109 kg/cm² übereinstimmt.

Dagegen ist bei der Armierung 1,52 vH.

Nr.	2	6	10	12	14	16	17	im Mittel
$\frac{F}{F_b}$	= 111	112	90	164	96	113	155	120 kg/cm ²
$\frac{P}{F_b + 15 F_e}$	= 90	99	64	116	68	80	110	90

Die stärker armierten Säulen erwiesen sich daher im Mittel schwächer als die mit 1,21 vH. armierten. Den Grund hierzu könnte man vielleicht im schlechteren Beton finden.

Für die Betonsäule Nr. 15 ist $\frac{P}{F_b} = 84$ kg/cm², die Würfel-
festigkeit $W = 138$ kg/cm². Für die Säule Nr. 2 ist auch
 $W = 138$ kg/cm² und $\frac{P}{F_b + 15 F_e} = 90$ kg/cm², also nicht
sehr verschieden. Für die Säule Nr. 10 ist aber $W = 148$ kg/cm²
und $\frac{P}{F_b + 15 F_e} = 64$ kg/cm², also bedeutend weniger.
Diese Widersprüche hat der Verfasser nicht erläutert.

Der Verfasser hat bei diesen Versuchen die Zusammen-
drückung der Säulen sehr genau gemessen. Er hat nun in
die Deformationsdiagramme auch die zugehörigen Defor-

mationen der Eiseneinlagen eingezeichnet und hieraus auf
die Verteilung der Spannungen im Beton und Eisen ge-
schlossen.

Der Verfasser zieht folgende Schlüsse aus seinen Versuchen:

1. Die Versuchsäulen wurden mit Sorgfalt angefertigt,
um die Gleichförmigkeit des Betons zu sichern, sie zeigen
aber sehr große Differenzen in der Tragkraft. In der Praxis
ist naturgemäß eine noch größere Differenz möglich.

2. Die Würfel-
festigkeit ist größer als die Festigkeit des
Betons in den Säulen. Es ist z. B.

Nr.	7	11	2	10	16	5	15	18
vH.	= 1,21	1,21	1,5	1,5	1,5	0	0	0
W	= 156	171	138	148	158	172	138	106 kg/cm ²
P	= 124	136	111	90	113	120	84	76
F _e								"
$\frac{P}{F_b + 15 F_e}$	= 110	115	90	64	80	—	—	—
Zylinder	—	—	—	81	96	124	—	85

Der Verfasser rechnet aus den Verkürzungsdiagrammen,
daß die Betonfestigkeit in den armierten Säulen etwa 15 vH.
kleiner ist als in den Betonsäulen. Nach meiner Zusammen-
stellung ist die Festigkeit bei 1,21 vH. fast gleich, bei 1,5 vH.
jedoch 18 vH. kleiner. Der Verfasser kann aber die Resultate
nicht als endgültig annehmen, waß ich umso mehr tun muß,
da sie mit anderen bisherigen Resultaten nicht gut über-
einstimmen.

4. Die Deformationskurve der Säulen ist einer Parabel
ähnlich. Beim Nachlassen der Belastung verläßt die Kurve
die Parabel und nähert sich mehr einer Geraden, beim
Erreichen der ursprünglichen Belastung ist die Deformation
wieder dieselbe und die Fortsetzung der Kurve ist wieder
dieselbe Parabel.

5. Wenn man beim Eisen bei der Bestimmung der zu-
lässigen Spannung, wie in Frankreich, von der Fließgrenze
ausgeht, so ist beim Beton die Deformationskurve kontinuierlich
und eine Fließgrenze ist nicht vorhanden. Der Verfasser
nimmt aber als einen der Fließgrenze analogen Punkt einen
Punkt der Deformationskurve, in welchem die Zusammen-
drückung die Hälfte der Bruchzusammendrückung ausmacht.
Dies entspricht wegen der parabolischen Deformationskurve
dem Dreiviertel der Bruchspannung. Mit Bezug auf diese
Spannung ist der Sicherheitskoeffizient zu wählen.

Mir scheint aber diese neue Formulierung des Sicher-
heitskoeffizienten hier beim Beton, wo keine Fließgrenze vor-
handen ist, nicht begründet.

6. Das Verhältnis $n = \frac{E_e}{E_b}$ findet der Verfasser variabel
zwischen 12 und 34 und empfiehlt im Mittel 17 bis 18.
Dieser Wert ist von dem in Europa üblichen 15 nicht sehr
verschieden.

Die Versuche von Talbot haben daher nichts wesentlich
Neues geliefert. Sie haben nur bewiesen, daß die Bügel,
wenn deren Entfernung zu groß ($e > b$) ist, nichts mehr
nutzen und ohne Aenderung der Tragkraft sogar weggelassen
werden können. Es wäre daher wünschenswert, umgekehrt
behufs Vergrößerung der Tragkraft diese Entfernung kleiner,
als $e = b$ anzunehmen. Dr. Max R. v. Thullie.

Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Mit Runderlaß vom 24. Mai d. J. hat der Minister für öffentliche
Arbeiten neue amtliche Bestimmungen für Preußen herausgegeben.)*
Diese lehnen sich im wesentlichen an die älteren an und weichen
von ihnen hauptsächlich in folgenden Punkten ab:

Leitsätze für statische Berechnung.

B. Ermittlung der äußeren Kräfte, § 14.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles
von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem
Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

C. Ermittlung der inneren Kräfte, § 15.

3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe,
den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen aus-
gesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von

Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen
vermieden wird.

D. Zulässige Spannungen, § 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druck-
spannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die
Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/cm²
nicht übersteigen.

2. Wird in den unter § 15, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zug-
spannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige
Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zug-
festigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeits-
nachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der
Druckfestigkeit betragen.

*) Zu beziehen zum Preise von 0,60 Mark durch Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W. 66, Wilhelmstr. 90.

Der Schriftleitung liegen eine Reihe von Zuschriften vor, die selbstredend nur jene Punkte hervorheben, in welchen diese Neuerung den gemachten Erwartungen nicht entsprochen hat. Wir wollen in der Folge diesen Zuschriften soweit als möglich Raum geben.

Herr Ober-Ingenieur Rudolf Heim beklagt sich zunächst darüber, daß die Erhöhung der Sicherheit und die damit Hand in Hand gehende Erhöhung der Herstellungskosten nicht auch auf die vielen Pseudo-Eisenbetondecken ausgedehnt wurde, die, wie viele Flachgewölbe tatsächlich mit viel kleineren Sicherheiten arbeiten. Die Behörde hat keine Handhabe in den Bestimmungen, um konstruktiv mangelhafte Decken aus der Konkurrenz zu verdrängen. Die Verordnung muß also auf eine Zurückdrängung der soliden Bauweise zugunsten dieser unsoliden Konstruktionen hinauslaufen, sie rechnet mit der so seltenen Einsicht, daß die Praxis auch dann Eisenbeton verwenden soll, wenn er teurer kommt als ein anderes minderwertigeres Baumaterial. Weiter schreibt Herr Ing. Heim:

„Die Bestimmungen beschäftigen sich ausschließlich mit den in Zwischendecken üblichen Platten und Balken und mit den Stützen. Besondere Bestimmungen für die neuerdings weit verbreitete Anwendung des Eisenbetons für Dach- und Hallenbauten und andere Gebiete des Ingenieurhochbaues werden nach wie vor vermißt. Solche sind aber unumgänglich notwendig. Ich weise auf die preußische Verordnung aus dem Jahre 1897 hin, betreffend die zulässige Beanspruchung flußeiserner Dachkonstruktionen, welcher der Gedanke zugrunde lag, bei seltener vorkommenden größeren Belastungen größere Beanspruchungen und Materialspannungen zuzulassen. Bei Belastung durch Eigengewicht, Wind und Schnee kann dort das Flußeisen bis 1600 kg für 1 cm² aufnehmen. Bei den Eisenbetonkonstruktionen kommt noch der Umstand hinzu, daß die Nutzlast der Dächer gegenüber dem großen Eigengewicht unbedeutend ist, wodurch die Sicherheit der nach den neuen Bestimmungen berechneten Konstruktion geradezu verschwenderische Dimensionen annimmt. Auch sonst ist dem Umstande nicht Rechnung getragen, daß die größere oder kleinere Sicherheit einer Konstruktion eine Funktion der zu tragenden beweglichen Nutzlast ist, während ruhende Lasten (Mauern, Eigengewicht usw.) konstante Faktoren bleiben. Zu den Details der Vorschriften führe ich folgendes an: Die vorgeschriebenen Probewürfel von 30 cm Seitenlänge haben nach meiner Erfahrung 28 Tage nach dem Einstampfen, insbesondere in feuchter Jahreszeit, einen noch weichen und nassen Kern.

Zu § 14, 7. Kreuzweise armierte Platten wurden bisher für ein Moment $M = \frac{pl^2}{24}$; $l = \frac{a+b}{2}$ oder nach ähnlichen Formeln berechnet und die Probelastungen fielen stets besonders günstig aus, wofür gutes Material verwendet war. Die neue Vorschrift mit $M = \frac{pl^2}{12}$ kommt einem Verbot dieses anerkannt guten Decken-

systems gleich, weil der Einheitspreis höher würde als für einfach armierte Platten. Das Beispiel 5 beweist das jedem Praktiker. Ueberdies kommt man zu dem Resultat, daß das Verhältnis $\frac{a}{b} = 1$

stärker armierte Platten gibt als $\frac{a}{b} > 1$. Dieses Resultat steht in direktem Widerspruch mit den anerkannt richtigen Ergebnissen der bisherigen rechnerischen Untersuchung ringsum aufliegender Platten.

§ 16, 1. Dieser Bestimmung zufolge darf das Eisen Druckspannungen bis 1000 kg/cm² aufnehmen. Die Bestimmung ist mindestens überflüssig, da das Eisen nur die fünfzehnfache Betonrandspannung aufnehmen darf. Ebenso wird sich kaum eine Gelegenheit finden, die scheinbar liberale Bestimmung anzuwenden, daß die Betonschubspannung über 4,5 kg für 1 cm² hinausgehen kann, wofür 5fache Sicherheit gegen Schub nachgewiesen wird. Wie kann der Unternehmer unter normalen Verhältnissen einen solchen Nachweis führen? Da offenbar die bisher übliche Berechnungsweise der Decken und Balken nach Ansicht des Verfassers der neuen Bestimmungen eine weitere Zeitverschwendung ertragen kann, wurde die interessante Bestimmung eingeschaltet: „Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen“. Früher aber wird verlangt, daß die Verschiebung, wie üblich, schon durch die Eisenform verhindert wird. § 15, 5.

In Fabriken soll zur wirklichen Nutzlast ein Zuschlag bis zu fünfzig vH. gemacht werden. Diese Anmerkung war bereits in der Verordnung von 1904 enthalten und hat fortwährend den Baupolizeibehörden Schwierigkeiten bereitet. Die wirkliche Nutzlast in Fabrikgebäuden kam fast nie in Berechnung, sondern die Lasten, die entweder von den örtlichen Behörden oder vom Bauherrn als entsprechend befunden wurden. Viele Städte haben hierüber genaue Vorschriften, die sich aus der Erfahrung ergeben haben. Sollen nun diese Belastungsangaben gerade für die Eisenbetondecken keine Geltung haben? Manchmal half sich die Baupolizeibehörde in der Art, daß sie dem Unternehmer auftrag, bei Eisenbetondecken um fünfzig vH. in der Belastungsannahme über die sonst übliche hinauszugehen; auf solche Art kommt man zu Deckenpreisen, die kaum mehr konkurrenzfähig sind. Man hoffte auf Beseitigung dieser Bestimmung. Die örtlichen Behörden könnten in dieser Richtung das Nötige von Fall zu Fall entscheiden.

In D. § 16,4 ist ebenfalls die mit Recht angefochtene Bestimmung geblieben, die für Stützen 10fache Sicherheit im Beton verlangt, ohne Erwähnung des Nutzens der Einschnürung des Betons usw. Die solcherart berechneten Stützen werden meist zu plump und der Architekt ersetzt sie durch Eisenstützen, die die Konstruktion wesentlich verschlechtern.“

Baunfälle.

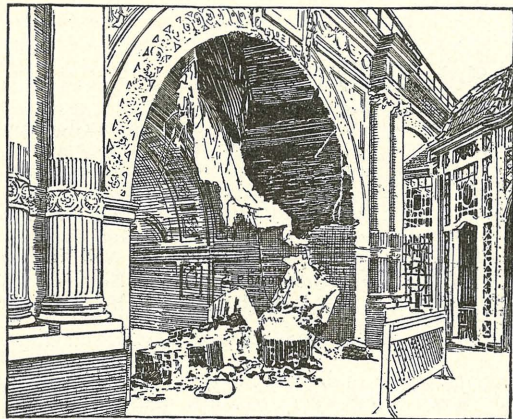
Einsturz eines Bogens der Berliner Stadtbahn.

Der in der Folge beschriebene Unfall bei der Berliner Stadtbahn ist bei der bekannten Solidität des Baues ein überzeugender Beweis für die Unverlässlichkeit von Mauerwerk mit bezug auf seine Zugfestigkeit; es ist daraus ersichtlich, daß dieser Unfall bei einer noch so geringen Armaturn des Bogens nicht erfolgt wäre.

Der eingestürzte Stadtbahnbogen unterscheidet sich von den

übrigen nur insofern als bei diesen der Backsteinrohbau zutage tritt, er ist dagegen ebenso wie der neben ihm befindliche mit einer Deckkonstruktion aus Rabitz und mit reichem

Schmuckwerk versehen. Die Pfeiler tragen paarweise angeordnete dorische Säulen, und der Durchgang ist mit Ornamenten, Rosetten usw. reich geschmückt (siehe Abbildung). Die eingestürzte Stelle gewährt einen interessanten Einblick in die Bauweise des Bogens. Seine Wölbung ist aus Backsteinen, etwa 60 Zentimeter stark. Darüber sieht man das Kleingeschläge, das dazu dient, die Unterlage für die horizontale Oberfläche des Bahnkörpers zu bilden. Unterhalb der Backsteinmauerung des Bogens gähnt ein riesiger Hohlraum, dessen untere Seite durch die erwähnte Stuckornamentik gebildet wird. Diese schließt sich also in ihren Formen denen des Bogens nicht an, sondern ist unterhalb desselben besonders angebracht. Um ihr den nötigen Halt zu geben, dient ein weitmäschiges Drahtgewebe. Zwischen Bogengewölbe und der Stuckornamentik ist ein Zwischenraum, dessen Größe sich an einzelnen Stellen auf zwei Meter belaufen dürfte.



Das Stück, das sich aus der Bogenwölbung losgelöst hat, befand sich in der Nähe des Widerlagers. Es hat beim Sturze die darunterliegende Stuckwölbung mitgerissen und in ihr weitgehende Zerstörungen angerichtet. Das aus dem Bogen herausgefallene dreieckige Mauerstück hat ein Gewicht von etwa 60 Zentnern. Das Dreieck mißt auf der Grundlinie etwa 3 1/2 und auf den Schenkeln etwa 3 und 2 Meter. Die glatte Betonschicht über dem Mauerwerk zeigt einen schrägläufigen klaffenden Riß, der an der breitesten Stelle etwa 15 Zentimeter mißt. Dieser Riß muß schon länger bestanden haben. Es zeigt sich, daß das Mauerwerk unter ihm mit Oel und Teer beschmiert ist. Die Wagenschmiere muß schon seit einigen Tagen durchgesickert sein. Das Mauerwerk aber hielt so fest, bis es endlich eines Morgens brach. Möglich ist, daß zuletzt auch Wasser und Oel in die Fugen eingedrungen war und den Verband gelockert hatte.

Die Meinungen über die Ursachen des Ereignisses sind sehr geteilt. Während eine Kommission eine Senkung des einen Fundamentes um etwa 3 Zentimeter festgestellt haben soll, wird andererseits die Ansicht ausgesprochen, daß sich infolge der fortwährenden, durch den Bahnverkehr hervorgebrachten Erschütterungen wahrscheinlich Sprünge im Mauerwerk gebildet haben, die durch die den Bogen jedem Anblick entziehende Stuckdecke dem Auge verborgen blieben. Auch dem strengen Winter wird ein Teil der Schuld beigemessen. Es ist auch möglich, daß die in kleinen Ritzen des Bogens vorhandene Feuchtigkeit infolge der strengen Kälte gefroren ist und hierbei zu größeren Sprüngen Veranlassung gegeben hat.

Man darf hierbei nicht übersehen, daß das Herausstürzen eines so großen Blockes nicht möglich gewesen wäre, wenn die darauf wirkenden Kräfte nicht groß genug gewesen wären, um die Scherfestigkeit des Mauerwerks und die durch den Horizontaldruck hervorgerufene Reibung zu überwinden. Andererseits ist es jedoch möglich, daß diese rechnermäßige Voraussetzung hier überhaupt nicht eingetroffen habe und daß durch Setzungen im Mauerwerk ein Teil des Bogens wenig oder gar nicht zusammengedrückt war, weil bei diesen Bauten eine Vorkehrung fehlt, die eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen in den einzelnen Bogenringen sicherstellt. Treten dann noch einige die Scherfestigkeit zerstörende Zugrisse hinzu, so genügt die eigene Schwere, um einen solchen statisch wertlos gewordenen Teil herausfallen zu lassen.