



~~2.50~~

1.00
1

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297171



XXX
950

HEFT I.

Einleitung. — Allgemeines.

Die verwendeten Baustoffe und deren Prüfung.

Von

Ing. Karl Nähr

k. k. Bau-Oberkommissär.

Versuche mit unbewehrten Betonkörpern.

(Würfel, Zugprobekörper und Rechteckbalken.)

Von

August Hanisch

k. k. Oberbaurat, Professor, Vorstand der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinen-Material des k. k. Technolog. Gewerbemuseums in Wien.

Versuche mit bewehrten Rechteckbalken.

Von

Bernhard Kirsch

o. ö. Professor, Vorstand des mech.-techn. Laborat. an der k. k. Techn. Hochschule in Wien.

Mit 125 Abbildungen und 36 Tabellen.

Preis geheftet K 7.— = Mk. 6.50.

HEFT II.

Versuche mit Plattenbalken.

Bericht erstattet von

Joseph Melan

k. k. Hofrat und Professor an der k. k. deutschen technischen Hochschule in Prag.

Mit 82 Abbildungen und 21 Tabellen.

Preis geheftet K 4.— = Mk. 3.50.

HEFT III.

Versuche mit Eisenbeton-Säulen.

Bericht erstattet von

Joseph Ant. Spitzer

Ingenieur.

Zirka 8 Bogen mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

HEFT IV.

Versuche mit eingespannten Balken.

Bericht erstattet von

Dr. Fritz von Emperger

k. k. Oberbaurat.

Zirka 10 Bogen mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

Heft 5.

Versuche mit eingespannten Balken.

(II. Teil: Kragbalken und eiserne Träger.)

MITTEILUNGEN ÜBER VERSUCHE

ausgeführt vom

EISENBETON-AUSSCHUSS

des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Heft 3.

Versuche mit Eisenbetonsäulen.

Bericht erstattet von

JOSEPH ANT. SPITZER,

Ingenieur,

Direktor der Bauunternehmung Westermann & Comp., Wien.

Mit 300 Abbildungen und 34 Tabellen.

F. Nr. 29 836



LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1912.

G. 19 a

89



III - 306771



Druck von Gebrüder Stiepel in Reichenberg.

BBK B-511/2017

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
Einleitung	7
Herstellung und Erprobung der Versuchskörper	20
Säulenschalung und Stampfgerüste	20
Die Lagerung der Säulen während des Versuches	28
Ausbildung der Säulenden	32
Einfluß der eingebetteten Rundeisenhandhabe am Kopfe auf die Versuchsergebnisse	34
Vorversuche:	34
Die 800 Tonnen-Pressen	40
Biegungsdiagramme	45
Tabellen	46
Verwertung der Versuchsergebnisse	48
Stauchungen und Stauchungswerte	48
Übertragungswert	51
Querdehnungen	59
Druckbeanspruchung des Eisens im Verbundkörper	60
Zugbeanspruchung des Eisens im Verbundkörper	62
Druckbeanspruchung des Betons im Verbundkörper	64
Zugbeanspruchungen des Betons im Verbundkörper	67
Berechnung der Maximalspannung vor Eintritt des Bruches	68
Säulen mit quadratischem Querschnitt	72
Säulen mit sechseckigem Querschnitt	73
Versuch der Berechnung für Säulenversuch Nr. 147	82
I. Stadium	82
II. Stadium	82
Besprechung der Probeergebnisse	84
a) Säulen ohne Bewehrung	84
b) Säulen mit Querbewehrung (ohne Längsbewehrung)	95
Gruppe Ia.	
Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 420/kg m ³ Betonmischung	97
Gruppe Ib.	
Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 250/kg m ³ Betonmischung	103
Gruppe II.	
Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 4,50 m hoch, Betonmischung 420 kg/m ³	112
a) 1·29 v. H. Längsbewehrung	112
b) Vier Versuche mit 3·14 v. H. Längsbewehrung	121
c) Zentrische Spitzenlagerung	123
d) Exzentrische Spitzenlagerung	133
Gruppe III.	
Bewehrte Säulen von quadratischem Querschnitt, 7,00 m hoch; Betonmischung 420 kg/m ³	133

	Seite
Gruppe IV.	
Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte, 3·00 <i>m</i> hoch, Betonmischung 420 <i>kg/m</i> ³	143
Gruppe V.	
Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4·50 <i>m</i> hoch, Betonmischung 420 <i>kg/m</i> ³	147
Gruppe VI.	
Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte, 3·00 <i>m</i> hoch, spiralförmige Be- wehrung, Betonmischung 420 <i>kg/m</i> ³	159
a) Gruppe VIa: Längsbewehrung 1·25 v. H.	159
b) Gruppe VIb: Längsbewehrung 3·15 v. H.	165
c) Gruppe VIb: Zentrische Spitzenlagerung	171
d) Gruppe VIb: Exzentrische Spitzenlagerung	172
Gruppe VI.	
Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte und spiralförmiger Querbewehrung, 3·00 <i>m</i> hoch, von der Unternehmung Ed. Ast & Co., Ing. in Wien, hergestellt	179
Gruppe VII.	
Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4·5 <i>m</i> hoch, spiralförmige Be- wehrung	196
a) Längsbewehrung 1·25 v. H.	196
b) Längsbewehrung 3·15 v. H.	197
c) Zentrische Spitzenlagerung	214
d) Exzentrische Spitzenlagerung.	214
Gruppe VIII und IX.	
Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 3·00 <i>m</i> bzw. 4·50 <i>m</i> hoch, Bewehrung mit Winkeleisen	215
Bewehrte Säulen mit abnormaler Lage der Querbewehrung	223
Bewehrte Säulen, hergestellt aus Schlackenzement	223
Schl u ß f o l g e r u n g e n	230
A n h a n g. Versuche mit umschnürten und ummantelten Eisensäulen	241
Einleitung	241
Versuche mit Gußeisensäulen	244
I. Serie. Versuche mit schmiedeisernen Rohrstützen	247
II. Serie. Versuche mit gußeisernen Rohrstützen	250

Verzeichnis der Tabellen.

	Seite
Tabelle 1a. Zusammenstellung der Säulenversuche nach dem ursprünglichen Programm	8
Tabelle 1b. Übersicht der durchgeführten Säulenproben	12—16
Tabelle 1c. Verzeichnis der durchgeführten Würfelproben	35—36
Tabelle 2. Protokoll der Erprobung. Versuch Nr. 32, Säule I ₃	42
Tabelle 3. Berechnung der Ausbiegung bei den einzelnen Laststufen, Vers. Nr. 32	43
Tabelle 4. Druckversuche mit den zu Knickversuchen benützten Rundeisenstäben	49
Tabelle 5. Druckversuch an einem Druckzylinder aus Flußeisen von 4200 kg/cm ² Festigkeit und 32 v. H. Dehnung	50
Tabelle 6. Übertragungswerte „n“	54
Tabelle 7. Zur Ermittlung der Verhältniszahl „n“ = $\frac{E_{\text{eis.}}}{E_{\text{bet.}}}$ Betonversuch von Considère	58
Tabelle 8. Druckversuch mit Gußeisen nach B a c h „Elastizitäts- und Festigkeitslehre“, IV. Aufl., Seite 243	58
Tabelle 9. Flächen und Trägheitsmomente der Säulenquerschnitte	70—71
Tabelle 9a. Sechseck-Säulen mit Umschnürung. Hilfwerte zur Berechnung der Flächen und Trägheitsmomente.	79
Tabelle 10. Säulen ohne Bewehrung	86—87
Tabelle 11. Säulen ohne Längs-, nur mit spiralförmiger Querbewehrung, sechskantig, 420 kg/m ³	92—93
Tabelle 12. Gruppe Ia. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 3'00 m hoch, 420 kg/m ³	98—99
Tabelle 13. Gruppe Ib. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 3'00 m hoch, 250 kg/m ³	104—105
Tabelle 14. Gruppe II. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 4'50 m hoch, 420 kg/m ³	113—114
Tabelle 15. Gruppe III. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 7'00 m hoch, 420 kg/m ³	134—135
Tabelle 16. Gruppe IV. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3'00 m hoch, 420 kg/m ³	144—145
Tabelle 17. Gruppe V. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4'50 m hoch, 420 kg/m ³	148—149
Tabelle 18. Gruppe VIa. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 1'25 v. H., 420 kg/m ³ Mischung	160—161
Tabelle 19. Gruppe VIb. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 3'15 v. H., 420 kg/m ³ .	167—168
Tabelle 20. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 1'25 v. H., 20 kg/m ³ . Von der Firma Ed. Ast & Comp. hergestellt	181—182
Tabelle 21. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 3'15 v. H., Betonmischung 420 kg/m ³ Von der Firma Ed. Ast & Comp. hergestellt	185—186

	Seite
Tabelle 22. Gegenüberstellung der Betonspannungswerte bei einer Längsbewehrung von 3'15 v. H., zu einer solchen von 1'25 v. H.	195
Tabelle 23. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4'50 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 1'25 v. H.	198—199
Tabelle 24. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4'50 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 3'15 v. H.	201—202
Tabelle 25. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, Längsbewehrung, Winkeleisen, 420 kg/m ³	216—217
Tabelle 26. Bewehrte Säulen mit abnormaler Lage der Längseisen, 420 kg/m ³	224—225
Tabelle 27. Bewehrte Säulen aus Schlackenzement 4'50 m hoch, 420 kg/m ³	228—229
Tabelle 28. Bewehrte, zentrisch und exzentrisch belastete, mit Spitzenlagerung geprobte Säulen, 4'50 m hoch, 420 kg/m ³	231—232
Tabelle 29. Bewehrte, zentrisch und exzentrisch belastete, mit Spitzenlagerung geprobte Säulen, 4'00 m hoch, 250 kg/m ³	234—235
Tabelle 30. Vergleich der Bruchlasten mit den nach der österr. Verordnung zulässigen Lasten, Sicherheitsgrad	240
Tabelle 31 Stauchversuch mit Gußeisen. Dr. v. Emperger	264

EINLEITUNG.

Die Durchführung der Säulenversuche oblag einem Unterausschusse, welcher aus den Herren: Ingenieur Karl Haberkalt, k. k. Ministerialrat, Ingenieur Bernhard Kirsch, k. k. o. ö. Professor a. d. k. k. techn. Hochschule zu Wien und Ingenieur Josef Ant. Spitzer, letzterem als Obmann des Unterausschusses und Berichterstatter, bestand.

Nach dem ursprünglichen Programme sollten Säulen von 3.00 *m* bzw. 4.50 *m* Höhe, und zwar mit quadratischem, rechteckigem und sechseckigem Querschnitt, sowie mit verschiedenen Längs- und Querbewehrungen hergestellt werden.

Bezüglich der Lagerung der Säulen war im allgemeinen eine Flächenlagerung ins Auge gefaßt, doch sollten von den verschiedenen Säulengattungen je eine mit Spitzenlagerung auf zentrischen und exzentrischen Druck geprobt werden.

Dieses Programm erfuhr jedoch mannigfache Abänderungen und wesentliche Erweiterungen, so daß statt der anfänglich in Aussicht genommenen Anzahl von 100 Stück Säulen tatsächlich eine solche von 170 Stück Säulen zur Erprobung kam.

Das erste Programm für die Versuche über die Knickfestigkeit von Eisenbetonsäulen lautete:

Es sollen geprobt werden:

a) 50 Säulen von quadratischem Querschnitt 25×25 *cm* mit 4 Einlagen aus Rundeseisen und gewöhnlichen Querverbindungen und zwar:

Gruppe 1:	22	Stück	von	3.00	<i>m</i>	Höhe,
„	2:	24	„	„	4.50	„
„	3:	4	„	„	7.00	„

Innerhalb der einzelnen Gruppen soll eine Verschiedenheit nach dem Raummischungsverhältnisse des Betons (1:3 und 1:5), nach der Stärke der Längsbewehrung (1.29 und 3.14 v. H.), nach der Entfernung der Querverbindungen (125, 250, 375 und 500 *mm*), nach der Art der Beanspruchung (zentrisch und exzentrisch), der Erhärtungsdauer (4 Wochen, 6 Wochen und 3 Monate), endlich auch nach der Zementmarke (2 Gattungen und zwar ein Portlandzement und Königshofer Schlacken-zement) platzgreifen.

b) 20 Säulen mit sechseckigem Querschnitt, mit je 6 Längseinlagen aus Rundeseisen und gewöhnlichen Querverbindungen; hievon:

Gruppe 4:	18	Stück	3.00	<i>m</i>	hoch,
„	5:	12	„	4.50	„

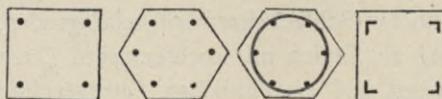
Es sind zwei verschiedene Bewehrungen (1.25 v. H. und 3.15 v. H.), verschiedene Entfernungen der Querverbindungen, ferner zentrische und

Tabelle Nr. Ia. Zusammenstellung der Säulenversuche.
Ursprüngliches Programm.

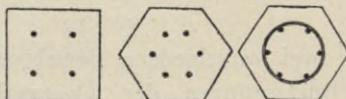
Gattung		Gruppe									Summe	
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		
Zementgattung	Portlandzement 420 kg/m ³	8	20	4	8	10	14	14	6	2	86	
	„ 250 kg/m ³	14	14	
	Schlackenzement 420 kg/m ³	.	4	.	.	2	6	
	Summe	22	24	4	8	12	14	14	6	2	106	
Alter	4 Wochen	.	4	6	.	.	10	
	6 Wochen	.	14	4	.	.	14	6	.	.	38	
	3 Monate	22	6	.	8	12	.	2	6	2	58	
	Summe	22	24	4	8	12	14	14	6	2	106	
Säulenhöhe	3·0 m hoch	22	.	.	8	.	14	.	6	.	50	
	4·5 „ „	.	24	.	.	12	.	14	.	2	52	
	7·0 „ „	.	.	4	4	
	Summe	22	24	4	8	12	14	14	6	2	106	
Armierung	ohne Armierung		4	.	.	2	.	2	2	.	.	10
	schwach armiert I·25, I·29%	sehr weit 500 (375)*
		weit 250	8	14	.	2	4	28
		eng 125	4	2	6
		umschnürt 50 (100)	6	6	.	.	12
	stark armiert 3·14, 3·15 u. 2·84%	sehr weit 500 (375)	2	2	4
		weit 250	4	6	2	4	8	.	.	6	2	32
		eng 125	.	.	2	2
		umschnürt 50 (100)	6	6	.	.	12
	Summe		22	24	4	8	12	14	14	6	2	106
Lagerung	Flächenlager	zentrisch	18	16	4	6	6	8	8	2	2	70
	Spitzenlager	„	2	2	.	.	2	2	2	2	.	12
		exzentrisch	2	2	.	.	2	2	2	2	.	12
	Abnormale Versuche		.	4	.	2	2	2	2	.	.	12
	Summe		22	24	4	8	12	14	14	6	2	106

*) Entfernung der Querverbindungen, bezw. Ganghöhe.

Normale Lage der Bewehrung



Abnormale „ „ „



exzentrische Belastung mit Spitzenlager, sowie Flächenlagerung und zwei verschiedene Zemente (ein Portland- und Königshofer Schlackenzement) geplant. Erhärtungsdauer 3 Monate.

c) 28 Säulen von sechseckigem Querschnitte aus umschnürtem Beton und zwar:

Gruppe 6: 14 Stück 3'00 m hoch,

„ 7: 14 „ 4'50 „ „

in zwei verschiedenen Bewehrungen (1'25 und 3'15 v. H.), zwei verschiedenen Ganghöhen und Stärken der Schraubenwindungen, ferner mit zentrischer und exzentrischer Belastung, eine Zementmarke. Erhärtungsdauer 6 und 12 Wochen.

d) 8 Säulen mit quadratischem Querschnitt und Winkeleisen-Bewehrung; Querbewehrung aus Flacheisen und zwar:

Gruppe 8: 6 Stück 3'00 m hoch,

„ 9: 2 „ 4'50 „ „

Eine Variabilität erfolgt hier nur nach der Belastungsweise: zentrisch und exzentrisch; eine Zementmarke. 3 Monate Erhärtungsdauer.

Zu bemerken ist, daß von jeder Säulengattung stets zwei gleiche in gleicher Weise erprobt werden sollten. Die Anzahl aller Säulen betrug zusammen 106 Stück. Die nachstehende Zusammenstellung (Tabelle 1a) gibt ein anschauliches Bild über den ursprünglich geplanten Umfang der Versuche.

Infolge verschiedener Umstände erfuhr jedoch dieses Programm eine wesentliche Erweiterung.

So wurde über Antrag der Betonbauunternehmung Ed. Ast eine Serie von sechskantigen Säulen, welche nach den Angaben dieser Unternehmung mit verschiedenen Arten von Querbewehrungen ausgeführt wurden, den programmäßigen Proben zugefügt. Diese Säulen sind im Bericht als „Ast-Säulen“ bezeichnet und in Gruppe VI eingeteilt.

Die Dimensionen der Säulen und die Anordnung der Längs- und Querbewehrung sind in den Fig. 1, 2 und 3 dargestellt.

Nach den Ergebnissen der ersten 18 Säulen-Erprobungen, bei welchen die Säulen jedesmal am Kopfe brachen, entschloß sich der Ausschuß, diese 18 Säulerversuche zu wiederholen und diese zur Wiederholung herzustellenden Säulen sowie alle übrigen, noch einzustampfenden Säulen mit einem Kopf zu versehen. Bei der ursprünglichen Kopfform waren die Querbewehrungen nächst Kopf- und Fußende reichlicher angeordnet als beim Schaft und ging der Schaft vom Kopf bis zum Fuß gleichartig durch.

Um die übrigen jener Säulen, welche lediglich als „Schaft“ hergestellt waren, verwenden zu können, wurde das Säulenende mit einem mit Feinkiesbeton auszustampfenden Blechmantel umgeben.

In den Zusammenstellungen der durchgeführten Säulenproben (Tabelle 1b) ist die Kopfform der jeweils zur Erprobung gelangten Säulen angegeben.

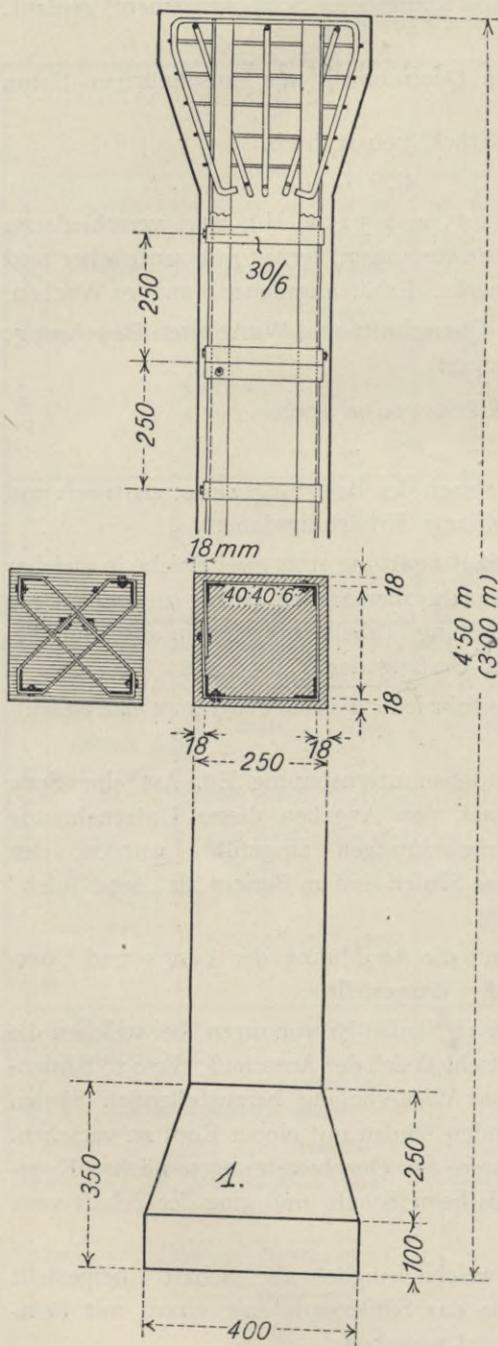


Abb. 1.

Da sich auch zeigte, daß der Anbruch der Säulen sich vielfach bei den als „Handhabe“ durch den Kopf quergesteckten Rundeisen ergab, ließ man auch in Hinkunft diese Rundeisenhandhaben weg.

In den beifolgenden Figuren ist ersichtlich und zwar in Figur 4a das ursprüngliche Säulenende, in Figur 4b und 4c die spätere Kopfform, und in Figur 4d die ursprüngliche Kopfform mit nachträglich angearbeiteten Verstärkungsmantel.

Die Durchführung der Versuche weicht, wie aus der Übersicht hervorgeht, in mancher Hinsicht vom ursprünglichen Programm ab und hat dies seine Begründung in Schwierigkeiten, welche sich bei der Ausführung herausstellten, sowie in mehrfachen, als zweckmäßig befundenen Änderungen.

Als Richtschnur für die Durchführung der Versuche war der Standpunkt maßgebend, daß die Versuchs-Säulen nach jeder Richtung hin als „baumäßig“ hergestellte Objekte gelten sollten, entsprechend dem angestrebten Zwecke, nicht bloß theoretische Studien anzustellen, als vielmehr praktische Erfahrungen zu sammeln und aus den Ergebnissen der Proben abzuleiten.

Nach dieser Richtung hin gibt das reichhaltige Material der durchgeführten Proben interessante und nützliche Aufschlüsse.

Schließlich sei noch erwähnt, daß Herr Dr. Fritz Edler v. Emperger k. k. Oberbaurat, eine Reihe von Säulen und Säulenstützen mit einbetoniertem guß- oder schmiedeisernen Rohren dem Ausschusse

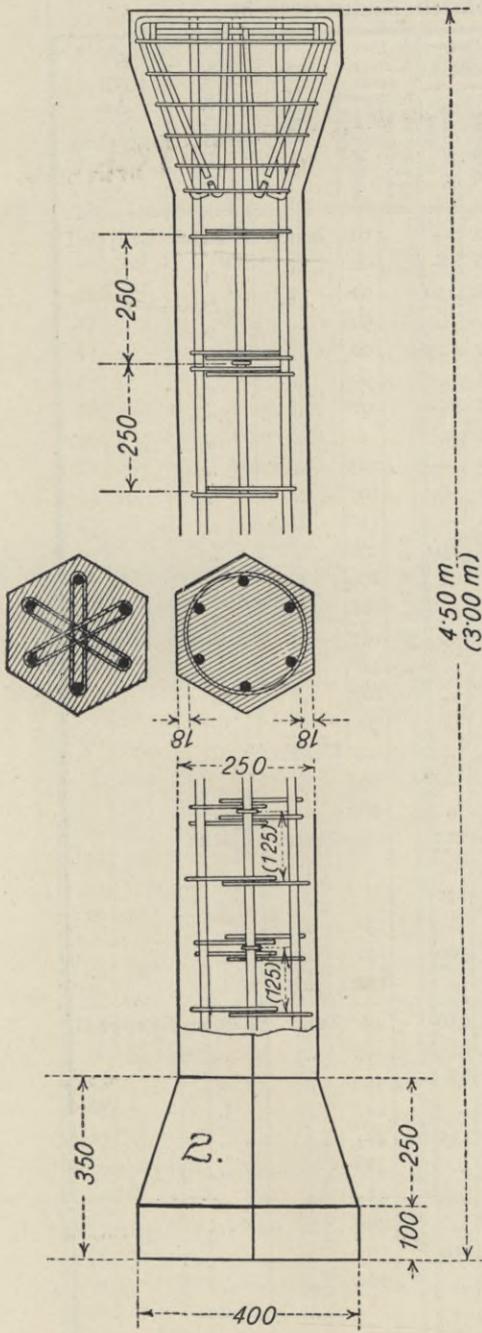


Abb. 2.

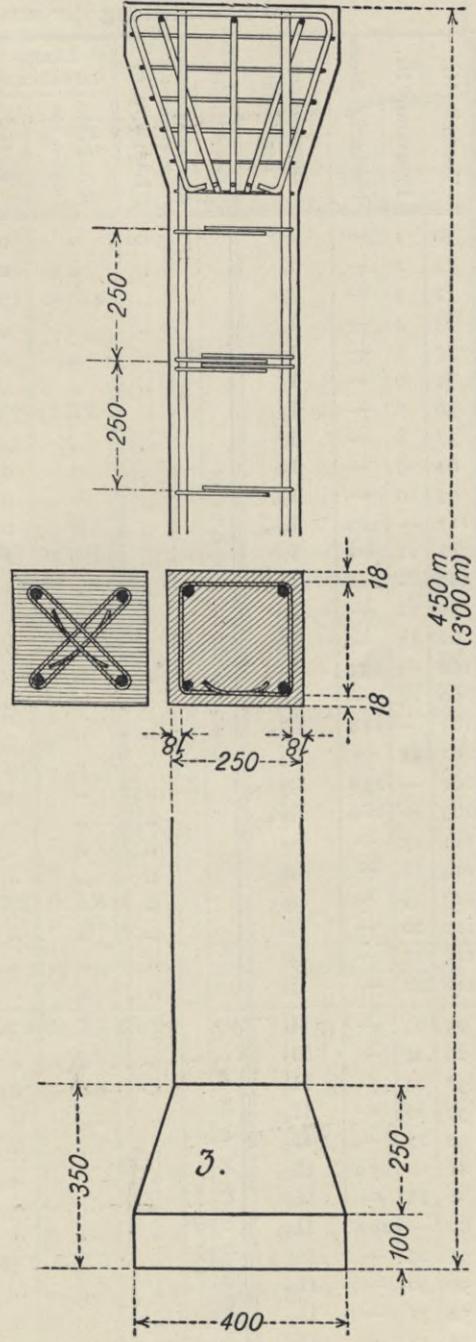


Abb. 3.

Tabelle Nr. Ib.

Zusammenstellung der ausgeführten Säulenversuche.

Versuchs-Nr.	Programm Nr.	Nachträgl. hierzu	Bezeichnung der Säule	Querschnitt	Mischungs-Verhältnis	Länge in <i>m</i>	Längsbewehrung		Quer-Verbind.		Erhärtungs-dauer in Tagen	zu belasten	Auflagerung	Anmerkung		
							Rundisen Durchm. <i>mm</i>	v. H.	Anzahl	Entfernung in <i>mm</i>						
												vor-geschlagene tatsächliche				
30	1	—	I ₁	Quadratisch 0·25 × 0·25 <i>m</i>	420 <i>kg/m³</i>	3·00	0	0	0	—	91	Zentr.	Fläche	Gruppe I		
31	2	—	I ₂			„	„	„	0	0	0	—	„		„	„
32	3	—	I ₃			„	„	„	4 RE 16	1·29	8	250	92		„	„
33	4	—	I ₄			„	„	„	„	„	„	„	91		„	„
35	5	—	I ₅			„	„	„	„	„	„	125	92		„	„
34	6	—	I ₆			„	„	„	„	„	„	„	90		„	„
36	7	—	I ₇			„	„	„	4 RE 25	3·14	8	250	91		„	„
37	8	—	I ₈			„	„	„	„	„	„	„	„		„	„
64	9	—	I ₉			„	„	„	0	0	0	—	105		„	„
63	10	—	I ₁₀			„	„	„	0	0	0	—	107		„	„
117	—	10a	I _{10a}			„	„	„	0	0	0	—	128		„	„
58	11	—	I ₁₁			„	„	„	4 RE 16	12·9	8	250	16		„	„
58a	—	11a	I _{11a}			„	„	„	„	„	„	„	106		„	„
59	12	—	I ₁₂			„	„	„	„	„	„	„	108		„	„
62	13	—	I ₁₃			„	„	„	„	„	„	„	107		„	Spitze
162	—	13a	I _{13a}			„	„	„	„	„	„	„	98		„	„
60	14	—	I ₁₄	„	„	„	„	„	„	„	107	„	„			
161	—	14a	I _{14a}	„	„	„	„	„	„	„	98	„	„			
61	15	—	I ₁₅	„	„	„	„	„	„	„	107	Exzent.	„			
164	—	15a	I _{15a}	„	„	„	„	„	„	„	99	„	„			
163	—	16a	I _{16a}	„	„	„	„	„	„	„	96	„	„			
111	17	—	I ₁₇	„	„	„	„	„	16	125	132	Zentr.	Fläche			
114	18	—	I ₁₈	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„			
113	19	—	I ₁₉	„	„	„	4 RE 25	3·14	8	250	„	„	„			
112	20	—	I ₂₀	„	„	„	„	„	„	„	131	„	„			
115	21	—	I ₂₁	„	„	„	„	„	4	500	132	„	„			
116	22	—	I ₂₂	„	„	„	„	„	„	„	134	„	„			
25	23	—	II ₁	Quadratisch 0·25 × 0·25 <i>m</i>	420 <i>kg/m³</i>	4·50	4 RE 16	1·29	14	250	43	Zentr.	Fläche	Gruppe II		
26	24	—	II ₂			„	„	„	„	„	„	„	„		„	
38	25	—	II ₃ *			„	„	„	„	„	„	„	42		„	„
39	26	—	II ₄ *			„	„	„	„	„	„	„	42		„	„
2	27	—	II ₅			„	„	„	„	„	28	125	41		„	„
81	—	27a	II _{5a}			„	„	„	„	„	„	„	48		„	„
1	28	—	II ₆			„	„	„	„	„	„	„	41		„	„
82	—	28a	II _{6a}			„	„	„	„	„	„	„	48		„	„
51	29	—	II ₇			„	„	„	4 RE 25	3·14	14	250	70		„	„
50	30	—	II ₈			„	„	„	„	„	„	„	70		„	„
52	31	—	II ₉			„	„	„	„	„	„	„	71		„	Spitze
53	32	—	II ₁₀			„	„	„	„	„	„	„	70		„	„
54	33	—	II ₁₁	„	„	„	„	„	„	„	„	Exzent.	„			
55	34	—	II ₁₂	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„			

Zu den mit S bezeichneten Säulen wurde Schlackenzement verwendet.
 * bedeutet „Versuche mit abnormaler Lage der Bewehrung“.

Tabelle I b Fortsetzung.

Versuchs-Nr.	Programm Nr.	Nachträgl. hiezu	Bezeichnung der Säule	Querschnitt	Mischungs-Verhältnis	Länge in m	Längsbewehrung		Quer-Verbind.		Erhärtungs-dauer in Tagen		zu belasten	Auflagerung	An-merkung				
							Rundseisen Durchm. mm	v. H.	Anzahl	Entfernung in mm	vor-geschlagene	tatsächliche							
57	35	—	II ₁₃	Quadratisch 0'25 × 0'25 m	420 kg/m ³	4'50	4 RE 25	3'14	10	375	6 Wochen	70	Zentr.	Fläche	Gruppe II				
56	36	—	II ₁₄			"	"	"	"	"	"	"	70	"		"			
46	37	—	II ₁₅			"	"	"	4 RE 16	1'29	14	250	4 Wochen	47		"	"		
49	38	—	II ₁₆			"	"	"	"	"	"	"	46	"		"			
47	39	—	II ₁₇ S			"	"	"	"	"	"	"	47	"		"			
48	40	—	II ₁₈ S			"	"	"	"	"	"	"	"	"		"			
41	41	—	II ₁₉			"	"	"	"	"	"	"	85	"		"			
40	42	—	II ₂₀			"	"	"	"	"	"	"	84	"		"			
42	43	—	II ₂₁ *			"	"	"	"	"	"	"	85	"		"			
44	44	—	II ₂₂ *			"	"	"	"	"	"	"	88	"		"			
43	45	—	II ₂₃ S			"	"	"	"	"	"	"	83	"		"			
45	46	—	II ₂₄ S			"	"	"	"	"	"	"	87	"		"			
168	47	—	III ₁	0'25 × 0'25	420 kg/m ³	7'00	4 RE 25	3'14	24	"	6 Wochen	65	Zentr.	Fläche	Gruppe III				
167	48	—	III ₂			"	"	"	"	"	"	"	"	"		"			
169	49	—	III ₃			"	"	"	"	48	125	6 Wochen	69	"		"			
170	50	—	III ₄			"	"	"	"	"	"	"	70	"		"			
120	51	—	IV ₁	Sechseckig, Durchmesser des eingeschriebenen Kreises 0'25 m	420 kg/m ³	3'00	0	0	0	—	3 Monate	111	Zentr.	Fläche	Gruppe IV				
66	52	—	IV ₂			"	"	0	0	0		—	104	"		"			
68	53	—	IV ₃			"	"	6 RE 12	1'25	8		250	103	"		"			
67	54	—	IV ₄			"	"	"	"	"		"	"	"		"			
65	55	—	IV ₅			"	"	"	"	"		"	101	"		"			
69	56	—	IV ₆			"	"	"	"	"		"	103	"		"			
71	57	—	IV ₇ *			"	"	"	"	"		"	"	"		"			
70	58	—	IV ₈ *			"	"	"	"	"		"	"	"		"			
73	59	—	V ₁			Sechseckig, Durchmesser des eingeschriebenen Kreises 0'25 m	420 kg/m ³	4'5	6 RE 12	1'25		14	250	6 Monate		97	Zentr.	Fläche	Gruppe V
74	60	—	V ₂					"	"	"		"	"			"	"	"	
75	61	—	V ₃ *	"	"			"	"	"	"	"	"		"				
76	62	—	V ₄ *	"	"			"	"	"	"	"	"		"				
77	63	—	V ₅	"	"			6 RE 19	3'15	"	"	"	"		"				
78	64	—	V ₆	"	"			"	"	"	"	"	98		"	"			
79	65	—	V ₇	"	"			"	"	"	"	"	95		"	Spitze			
160	65a	—	V _{7a}	"	"			"	"	"	"	"	98		"	"			
80	66	—	V ₈	"	"			"	"	"	"	"	96		"	"			
159	66a	—	V _{8a}	"	"			"	"	"	"	"	98		"	"			
98	67	—	V ₉	"	"			"	"	"	"	"	111		Exzent.	"			
165	67a	—	V _{9a}	"	"			"	"	"	"	"	99		"	"			
96	68	—	V ₁₀	"	"			"	"	"	"	"	110		"	"			
166	68a	—	V _{10a}	"	"			"	"	"	"	"	98		"	"			
95	69	—	V ₁₁ S	"	"	"	"	"	"	"	109	Zentr.	Fläche						
97	70	—	V ₁₂ S	"	"	"	"	"	"	"	110	"	"						

Zu den mit S bezeichneten Säulen wurde Schlackenzement verwendet.
* bedeutet „Versuche mit abnormaler Lage der Bewehrung“.

Tabelle I b Fortsetzung.

Versuchs-Nr.	Programm Nr.	Nachträgl. hiezu	Bezeichnung der Säule	Querschnitt	Mischungs-Verhältnis	Längsbewehrung		Spiralbewehrung		Erhärtungsdauer in Tagen	zu belasten	Auflagerung	Anmerkung				
						Länge in <i>m</i>	Rundseisen Durchm. <i>mm</i>	v. H.	Durchmesser Ganghöhe					vor- geschlagene tatsächliche			
									in <i>mm</i>								
19	71	—	VI ₁	Sechseckig, Durchmesser des eingeschriebenen Kreises 0,25 <i>m</i>	420 <i>kg/m³</i>	3,00	0	0	8	100	46	Zentr.	Fläche		Gruppe VI		
20	72	—	VI ₂			„	0	0	„	„	„	47	„	„			
21	73	—	VI ₃			„	6 RE 12	1,25	„	„	„	46	„	„			
22	74	—	VI ₄			„	„	„	„	„	„	„	„	„			
23	75	—	VI ₅			„	„	„	„	6	50	47	„	„			
24	76	—	VI ₆			„	„	„	„	„	„	46	„	„			
4	77	—	VI ₇ *			„	„	„	„	„	„	40	„	„			
119	—	77a	VI ₇ a*			„	„	„	„	„	„	68	„	„			
149	—	77b	VI ₇ b*			„	„	„	„	„	„	143	„	„			
3	78	—	VI ₈ *			„	„	„	„	„	„	40	„	„			
118	—	78a	VI ₈ a*			„	„	„	„	„	„	67	„	„			
150	—	78b	VI ₈ b			„	„	„	„	„	„	144	„	„			
5	79	—	VI ₉			Sechseckig, Durchmesser des eingeschriebenen Kreises 0,25 <i>m</i>	420 <i>kg/m³</i>	3,00	6 RE 19	3,15	„	„	40	„	„	Gruppe VI	
93	—	79	VI ₉ a					„	„	„	„	„	„	63	„		„
6	80	—	VI ₁₀					„	„	„	„	„	„	40	„		„
92	—	80a	VI ₁₀ a	„	„			„	„	„	„	60	„	„			
7	81	—	VI ₁₁	„	„			„	„	„	„	41	„	Spitze			
91	—	81a	VI ₁₁ a	„	„			„	„	„	„	59	„	„			
151	—	81b	VI ₁₁ b	„	„			„	„	„	„	59	„	„			
8	82	—	VI ₁₂	„	„			„	„	„	„	40	„	„			
94	—	82a	VI ₁₂ a	„	„			„	„	„	„	62	„	„			
152	—	82b	VI ₁₂ b	„	„			„	„	„	„	60	„	„			
10	83	—	VI ₁₃	„	„			„	„	„	„	41	Exzent.	„			
105	—	83a	VI ₁₃ a	„	„			„	„	„	„	69	„	„			
153	—	83b	VI ₁₃ b	„	„			„	„	„	„	60	„	„			
9	84	—	VI ₁₄	„	„			„	„	„	„	41	„	„			
106	—	84a	VI ₁₄ a	„	„			„	„	„	„	70	„	„			
154	—	84b	VI ₁₄ b	„	„	„	„	„	„	60	„	„					
27	85	—	VII ₁	Sechseckig, eingeschriebener Kreis 0,25 <i>m</i> Durchmesser	420 <i>kg/m³</i>	4,50	0	0	6	50	40	Zentr.	Fläche	Gruppe VII			
72	—	85a	VII ₁ a			„	„	„	„	„	„	51	„		„		
—	86	—	VII ₂			„	„	„	„	„	„	„	„	„			
28	87	—	VII ₃			„	6 RE 12	1,25	8	100	42	„	„	„			
29	88	—	VII ₄			„	„	„	„	„	45	„	„	„			
11	89	—	VII ₅			„	„	„	6	50	41	„	„	„			
83	—	89a	VII ₅ a			„	„	„	„	„	55	„	„	„			
12	90	—	VII ₆			„	„	„	„	„	41	„	„	„			
84	—	90a	VII ₆ a			„	„	„	„	„	56	„	„	„			
108	91	—	VII ₇			„	„	„	„	„	92	„	„	„			
107	92	—	VII ₈			„	„	„	„	„	91	„	„	„			
13	93	—	VII ₉			„	6 RE 19	3,15	„	„	42	„	„	„			
86	—	93a	VII ₉ a			„	„	„	„	„	57	„	„	„			
14	94	—	VII ₁₀			„	„	„	„	„	40	„	„	„			
85	—	94a	VII ₁₀ a			„	„	„	„	„	56	„	„	„			

Zu den mit S bezeichneten Säulen wurde „Schlackenzement“ verwendet.
* bedeutet „Versuche mit abnormaler Lage der Bewehrung“.

Tabelle 1 b Fortsetzung.

Versuchs-Nr.	Programm Nr.	Nachträgl. hierzu	Bezeichnung der Säule	Querschnitt	Mischungs-Verhältnis	Länge in <i>m</i>	Längsbewehrung		Spiralbewehrung		Erhärtungsdauer in Tagen	zu belasten	Auflagerung	Anmerkung				
							Rundeisen Durchm. <i>mm</i>	v. H.	Durchmesser	Ganghöhe					vor-geschlagene	tatsächliche		
																	in <i>mm</i>	
18	95	—	VII ₁₁	Sechseckig, eingeschrt. Kreis $0,25 \text{ m}$ Durchm. 420 kg/m^3	4,50	6 RE 19	3,15	6	50	6 Wochen	44	Zentr.	Spitze	Gruppe VII				
88	—	95a	VII _{11a}			„	„	„	„		„	„	58		„	„		
155	—	95b	VII _{11b}			„	„	„	„		„	„	56		„	„		
15	96	—	VII ₁₂			„	„	„	„		„	„	41		„	„		
89	—	96a	VII _{12a}			„	„	„	„		„	„	61		„	„		
157	—	96b	VII _{12b}			„	„	„	„		„	„	56		„	„		
16	97	—	VII ₁₃			„	„	„	„		„	„	40		Exzent.	„		
87	—	97a	VII _{13a}			„	„	„	„		„	„	58		„	„		
156	—	97b	VII _{13b}			„	„	„	„		„	„	55		„	„		
17	98	—	VII ₁₄			„	„	„	„		„	„	41		„	„		
90	—	98a	VII _{14a}			„	„	„	„		„	„	63		„	„		
158	—	98b	VII _{14b}			„	„	„	„		„	„	58		„	„		
									Winkelisen Profil in <i>mm</i>			Quer-Verbind. Anzahl Entfernung in <i>mm</i>						
102	99	—	VIII ₁			Quadratisch $0,25 \times 0,25 \text{ m}$ 420 kg/m^3	3,00	40×40	2,84		8	250	3 Monate		128	Zentr.	Fläche	Gruppe VIII. Mit Winkelisen $40 \times 40 \times 6 \text{ mm}$ bewehrt.
99	100	—	VIII ₂					„	„		6	„			„	„	125	
101	101	—	VIII ₃	„	„			„	„	„	„	126		„	Spitze			
171	—	101a	VIII _{3a}	„	„			„	„	„	„	148		„	„			
104	102	—	VIII ₄	„	„			„	„	„	„	130		„	„			
172	—	102a	VIII _{4a}	„	„			„	„	„	„	148		„	„			
103	103	—	VIII ₅	„	„			„	„	„	„	128		Exzent.	„			
173	—	103a	VIII _{5a}	„	„			„	„	„	„	148		„	„			
100	104	—	VIII ₆	„	„			„	„	„	„	124		„	„			
174	—	104a	VIII _{6a}	„	„			„	„	„	„	148		„	„			
109	105	—	IX ₁	4,50	40×40	2,84	14	250		127	Zentr.	Fläche	Gruppe IX wie Gruppe VIII					
110	106	—	IX ₂		„	„	„	„	„	130	„	„						
							Rundeisen Durchm. <i>mm</i>		Spiralbewehrung Durchmesser Ganghöhe in <i>mm</i>									
121	107	—	VI ₁₅	Sechseckig, $d = 0,25 \text{ m}$ 420 kg/m^3	3,00	6 RE 12	1,25	5	50	3 Monate	116	Zentr.	Fläche	Gruppe „Ast“				
122	108	—	VI ₁₆			„	„	„	„		„	„	„		„	„		
123	109	—	VI ₁₇			„	„	„	„		5	25	„		„	„		
124	110	—	VI ₁₈			„	„	„	„		„	„	„		„	„		
125	111	—	VI ₁₉			„	„	„	„		8	40	„		„	„		
126	112	—	VI ₂₀			„	„	„	„		8	„	„		„	„		

Tabelle I b Fortsetzung.

Versuchs-Nr.	Programm Nr.	Nachträgl. hiezu	Bezeichnung der Säule	Querschnitt	Mischungs-Verhältnis	Längsbewehrung		Spiralbewehrung		Erhärtungsdauer in Tagen	zu belasten	Auflagerung	Anmerkung
						Rundeisen Durchm. <i>mm</i>	v. H.	Durchmesser Ganghöhe	in <i>mm</i>				
127	113	—	VI ₂₁	Sechseckig, $\bar{d} = 0,25 m$ 420 <i>kg/m³</i>	3'00	6 RE 12	1'25	7	30	116	Zentr.	Fläche	Gruppe „Ast“
128	114	—	VI ₂₂		„	„	„	„	„	117	„	„	„
129	115	—	VI ₂₃		„	„	„	10	40	„	„	„	„
130	116	—	VI ₂₄		„	„	„	„	„	„	„	„	„
131	117	—	VI ₂₅		„	„	„	9	30	„	„	„	„
132	118	—	VI ₂₆		„	„	„	„	„	„	„	„	„
133	119	—	VI ₂₇		„	„	„	10	„	„	„	„	„
134	120	—	VI ₂₈		„	„	„	„	„	118	„	„	„
135	121	—	VI ₂₉		„	6 RE 19	3'15	5	50	117	„	„	„
136	122	—	VI ₃₀		„	„	„	„	„	118	„	„	„
137	123	—	VI ₃₁		„	„	„	5	25	„	„	„	„
138	124	—	VI ₃₂		„	„	„	„	„	3 Monate	„	„	„
139	125	—	VI ₃₃		„	„	„	8	40	„	„	„	„
140	126	—	VI ₃₄		„	„	„	„	„	116	„	„	„
141	127	—	VI ₃₅		„	„	„	7	30	„	„	„	„
142	128	—	VI ₃₆		„	„	„	„	„	117	„	„	„
143	129	—	VI ₃₇		„	„	„	10	40	109	„	„	„
144	130	—	VI ₃₈		„	„	„	„	„	111	„	„	„
145	131	—	VI ₃₉	„	„	„	9	30	„	„	„	„	
146	132	—	VI ₄₀	„	„	„	„	„	112	„	„	„	
147	133	—	VI ₄₁	„	„	„	10	„	111	„	„	„	
148	134	—	VI*	„	„	„	„	„	112	„	„	„	

Zu den mit S bezeichneten Säulen wurde „Schlackenzement“ verwendet.
* bedeutet „Versuche mit abnormaler Lage der Bewehrung“.

zur Anstellung von Versuchen zur Verfügung gestellt hat; diese sollen in einem Anhang behandelt werden.

Zement:

Für die Herstellung des Betons der meisten Säulen kam langsam bindender Portlandzement der Perlmooser Fabrik Achau (bezeichnet als Marke B) zur Verwendung; bloß bei 6 Stück Säulen wurde der Beton mit Schlackenzement aus der Königshofer Fabrik hergestellt.

Die benötigten Zementsorten wurden von den bezüglichen Fabriken, beziehungsweise durch die Vereinigung der österreichischen Portlandzement-Fabrikanten kostenlos zur Verfügung gestellt; für die hierin zum Ausdruck gelangende wirksame Förderung der Bestrebungen des Ausschusses sei hier der wärmste Dank zum Ausdrucke gebracht.

Was die Übernahme und die Erprobung des Zementes betrifft, wird auf die im vorgehenden allgemeinen Teil (Heft I) enthaltenen diesbezüglichen Ausführungen verwiesen.

Da die Säulen nicht unmittelbar nacheinander, sondern nur in gewissen Zeiträumen hergestellt werden konnten, ist es selbstverständlich, daß die Qualität des Zementes, wenn auch im allgemeinen vollkommen den Normen entsprechend,

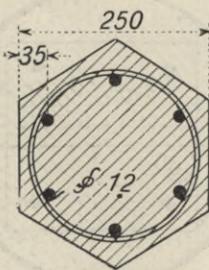
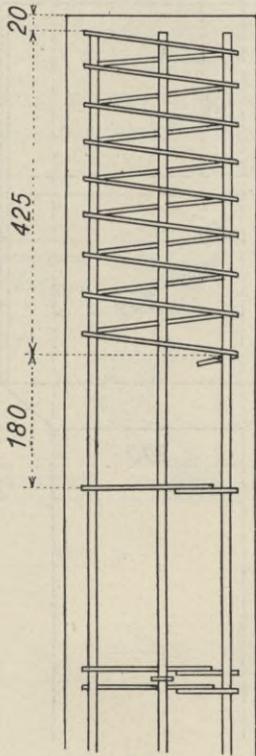


Abb. 4 a.

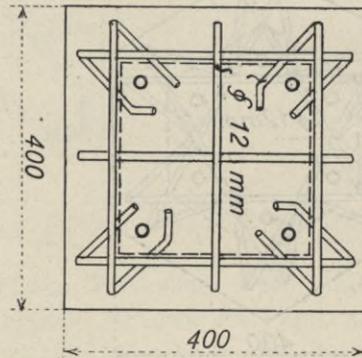
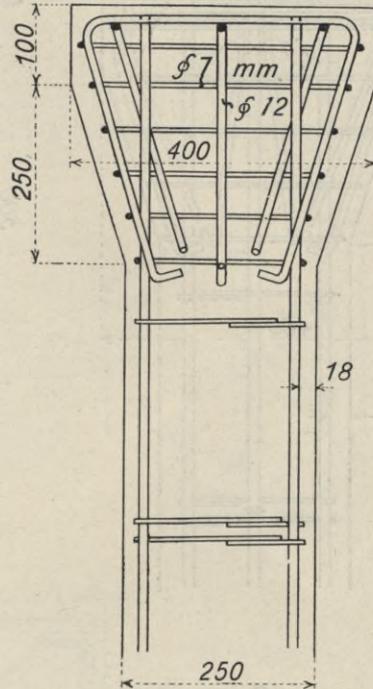


Abb. 4 b.

immerhin gewisse Verschiedenheiten aufweist, was insbesondere die vergleichenden Betrachtungen erschwert, bzw. den Wert dieser Betrachtungen zu beeinflussen geeignet ist, wenn man diesen Umständen nicht in geeigneter Weise Rechnung trägt.

Sand und Kies:

Die Zuschlagstoffe wurden aus einem im Donaustrom gebaggerten Material gewonnen; über dasselbe sowie über das Verhältnis, in welchem die einzelnen

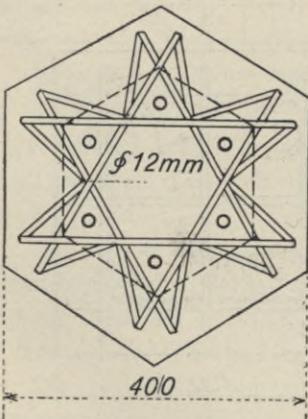
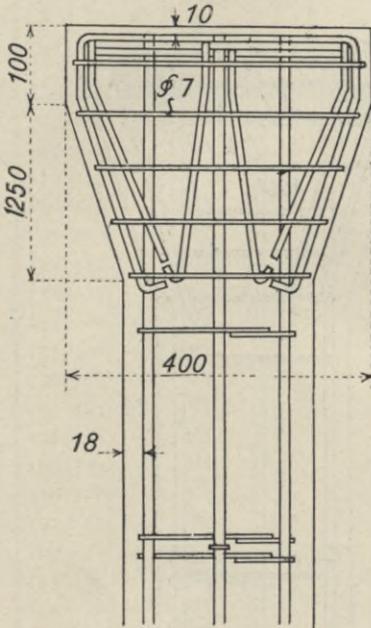


Abb. 4 c.

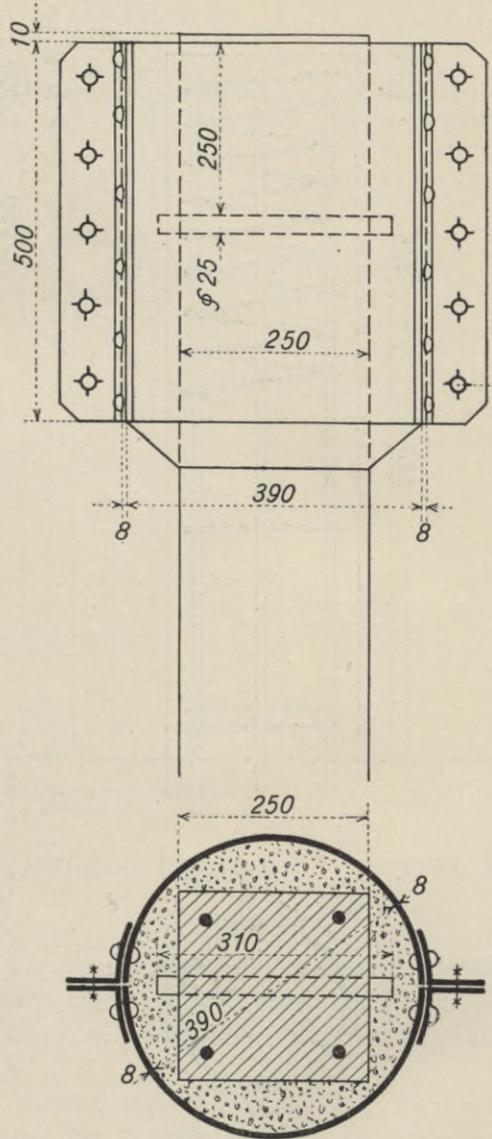


Abb. 4 d.

Sorten: Sand, Feinkies, Mittelkies und Grobkies gemengt wurden, um dichten Beton zu erhalten, ist im Heft I berichtet worden. Hier sei nur bemerkt, daß je 2 Raumteile Sand, 1 Raumteil Feinkies, 1½ Raumteile Mittelkies und ½ Raumteil Grobkies verwendet wurden.

Als Mischungsverhältnisse wurden 420, 320 und 250 *kg* auf 1 *m*³ fertiges Gemenge von Sand und Kies angenommen.

Die Mischung des Betons erfolgte in einer von Hand betriebenen Mischmaschine, System Kunze.

Hinsichtlich des Wasserzusatzes wird auf den allgemeinen Teil (Heft I) verwiesen; derselbe schwankte zwischen 15 und 20%.

Zu den Versuchen wurde Martin-Flußeisen (im basischen Verfahren gewonnen) verwendet, das von der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft kostenlos beigestellt wurde. Es ist dem Ausschusse eine angenehme Pflicht,

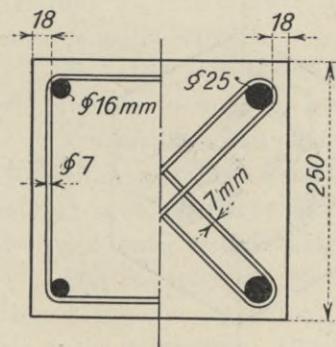


Abb. 5.

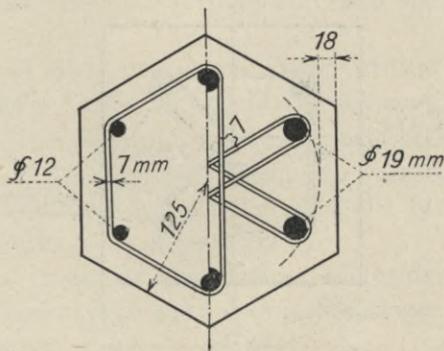


Abb. 6.

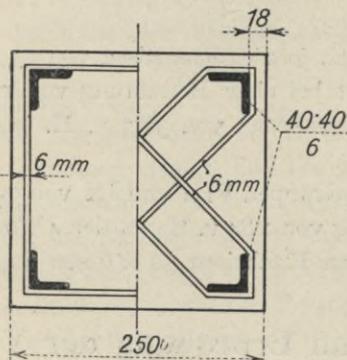


Abb. 7.

auch an dieser Stelle der opferwilligen Förderung durch diese, einen bedeutenden Wert repräsentierende Spende zu gedenken und der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft hier den verbindlichsten Dank zum Ausdrucke zu bringen.

Die Ergebnisse der im Zuge befindlichen diesbezüglichen Materialproben auf Druck werden zu einem späteren Zeitpunkte mitgeteilt werden. Bezüglich der übrigen Proben wird auf Heft I verwiesen.

Die Längsbewehrung der Säulen war in den normalen Fällen mit 18 *mm* Abstand der äußersten Eisenkante von der Außenfläche der Säulen angeordnet, wie in nebenstehenden Figuren 5, 6 und 7 ersichtlich ist. Nur bei den abnormal

bewehrten Säulen wurde eine Ausnahme gemacht und ein größerer Abstand eingehalten; er betrug hiebei 50 mm . (Fig. 8 und 9.)

Für die Herstellung der Bügel kam (mit Ausnahme der Umschnürung bei den Säulen aus umschnürtem Beton) durchgehends Rundeisen von 7 mm Stärke zur Verwendung. Die Querbewehrungen in Schraubenform haben Stärken von 5 bis 10 mm erhalten und waren die Ganghöhen bei einzelnen Gruppen verschieden.

Zur Längsbewehrung wurden bei den Säulen von quadratischem Querschnitt bei einer Bewehrung von $1\cdot29$ v. H. je vier Rundeisen von 16 mm , bei einer

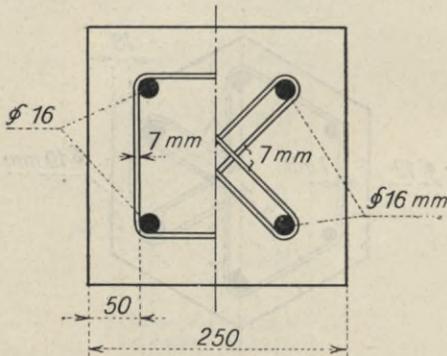


Abb. 8.

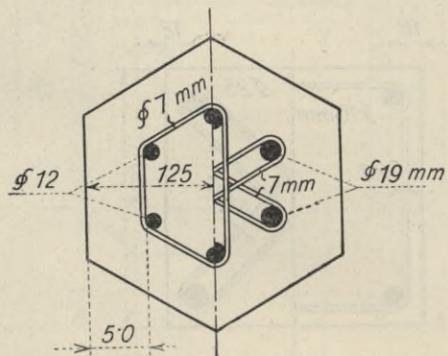


Abb. 9.

Bewehrung von $3\cdot14$ v. H. je vier Rundeisen von 25 mm , bei den Säulen mit sechseckigem Querschnitt bei einer Bewehrung von $1\cdot25$ v. H. je 6 Rundeisen von 12 mm , bei einer Bewehrung von $3\cdot15$ v. H. je 6 Rundeisen von 19 mm angeordnet.

Für die Säulen der Gruppen VIII und IX von quadratischem Querschnitt mit einer Längsbewehrung von $2\cdot84$ v. H. wurden 4 Winkeleisen $40 \times 40 \times 6\text{ mm}$, und als Querverbindungen Flacheisen $30 \times 6\text{ mm}$ angeordnet.

Herstellung und Erprobung der Versuchskörper.

Hinsichtlich der Herstellung der Säulen auf dem Versuchsplatze, den Einrichtungen hierfür daselbst, des Transportes zur Prüfungsstelle selbst sowie der dort getroffenen Maßnahmen sei auf die nachfolgenden Mitteilungen des Herrn Ingenieur Karl Nähr k. k. Bauoberkommissär, welchem die Leitung dieser Arbeiten oblag, verwiesen.

Säulenschalung und Stampfgerüste.

An anderer Stelle ist bereits ausdrücklich hervorgehoben worden, daß die Säulen baumäßig hergestellt werden sollten.

In notwendiger Folge dieses Grundsatzes mußten die Säulen stehend gestampft werden. Zu diesem Entschluß ist man auch aus der Erwägung gelangt,

daß die bisher vorliegenden Ergebnisse mit Bruchversuchen von Säulen, die liegend gestampft worden waren, sich namentlich wegen der Ungleichmäßigkeit der Ergebnisse in der Mehrzahl als wenig brauchbar erwiesen haben. Unterschiede in den Bruchlasten von 30 v. H. und mehr sind bei derartigen Versuchen nicht selten gewesen.

Für die Anordnung der Schalungsformen und der sie stützenden Vorrichtungen waren gleichermaßen die Forderungen der Sparsamkeit wie der Genauigkeit und Solidität in der Herstellung der Säulen bestimmend.

Die auf dem Baue übliche Ausbildung der Säulenschalung wäre hier wenig zweckentsprechend gewesen, weil sie mit ihrer gesonderten, provisorischen Stützung für jede einzelne Säulenform einen beträchtlichen Mehraufwand von Holz bedeutet hätte.

Man hat sich daher zur Aufstellung eines besonderen Stampfgerüsts entschlossen, in welchem nachmals sämtliche Säulen hergestellt worden sind.

Ein Mindestaufwand an Holz für das Stampfgerüste ließ sich hauptsächlich dadurch erzielen, daß zwei Reihen von je 4 Arbeitsständen gekuppelt wurden und dadurch zahlreiche Stützungen und Verbände in Wegfall kamen, die bei der Anordnung von einreihigen Arbeitsständen nötig gewesen wären.

Das Stampfgerüst ist in den Abb. 10, 11 und 12 dargestellt; es ist für die Herstellung von 4,5 m und 3 m langen Säulen, und zwar sowohl viereckigen als auch sechseckigen Querschnittes geeignet.

Die Herstellung der im Programme außerdem noch vorgesehenen 7 m hohen Säulen wurde zeitlich an das Ende aller übrigen Säulenbetonierungen gesetzt, so daß das Stampfgerüste dann mit eigenem Holze für die 7 m Säulen entsprechend aufgeschifft werden konnte.

Die Konstruktion des Stampfgerüsts ist unter der ersten im Säulen-Programme verzeichneten Annahme erfolgt, daß die Säulen durch ihre ganze Länge einen und denselben Querschnitt besitzen. Später, als dann auf Grund der erstabgeführten Versuche die Säulenenden eine andere Ausbildung erhielten, mußten an dem Stampfgerüste auch einige entsprechende Umarbeitungen vorgenommen werden, die aber im übrigen, was das Prinzip der Arbeit im Gerüste und deren Fortgang anbelangt, belanglos sind.

Die photographischen Abbildungen zeigen außerdem mit genügender Deutlichkeit den Zustand des Stampfgerüsts vor der vorerwähnten Umarbeitung, wie auch nach derselben.

Das Stampfgerüst ist derart beschaffen, daß jeweilig 8 Säulen gleichzeitig in Form stehen können. Es hat diese Zahl (angenommen war dabei, daß im Maximum 4 Säulen an einem Tage hergestellt werden können) vollkommen genügt mit Rücksicht darauf, daß auch die Zahl der an einem Arbeitstage im Laboratorium abzuführenden Säulenproben eine in gleicher Weise beschränkte, d. i. gleichfalls mit 4 Säulen für den Tag angesetzt war.

Der Arbeitsvorgang war nun folgendermaßen geplant und ist auch mit geringen, aus den Verhältnissen sich ergebenden Abweichungen so ziemlich ein-

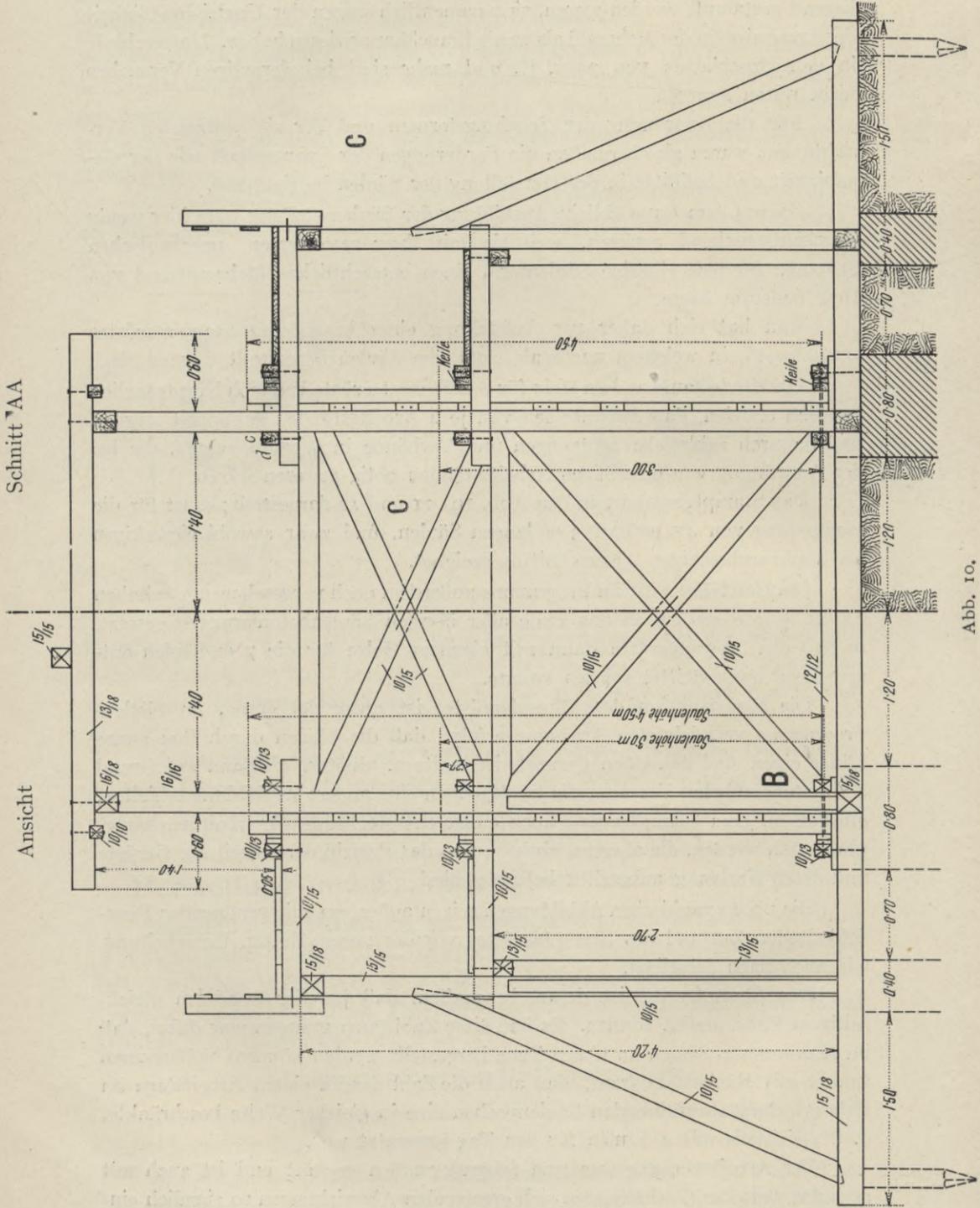


Abb. 10.

Schnitt CC

Darufsicht

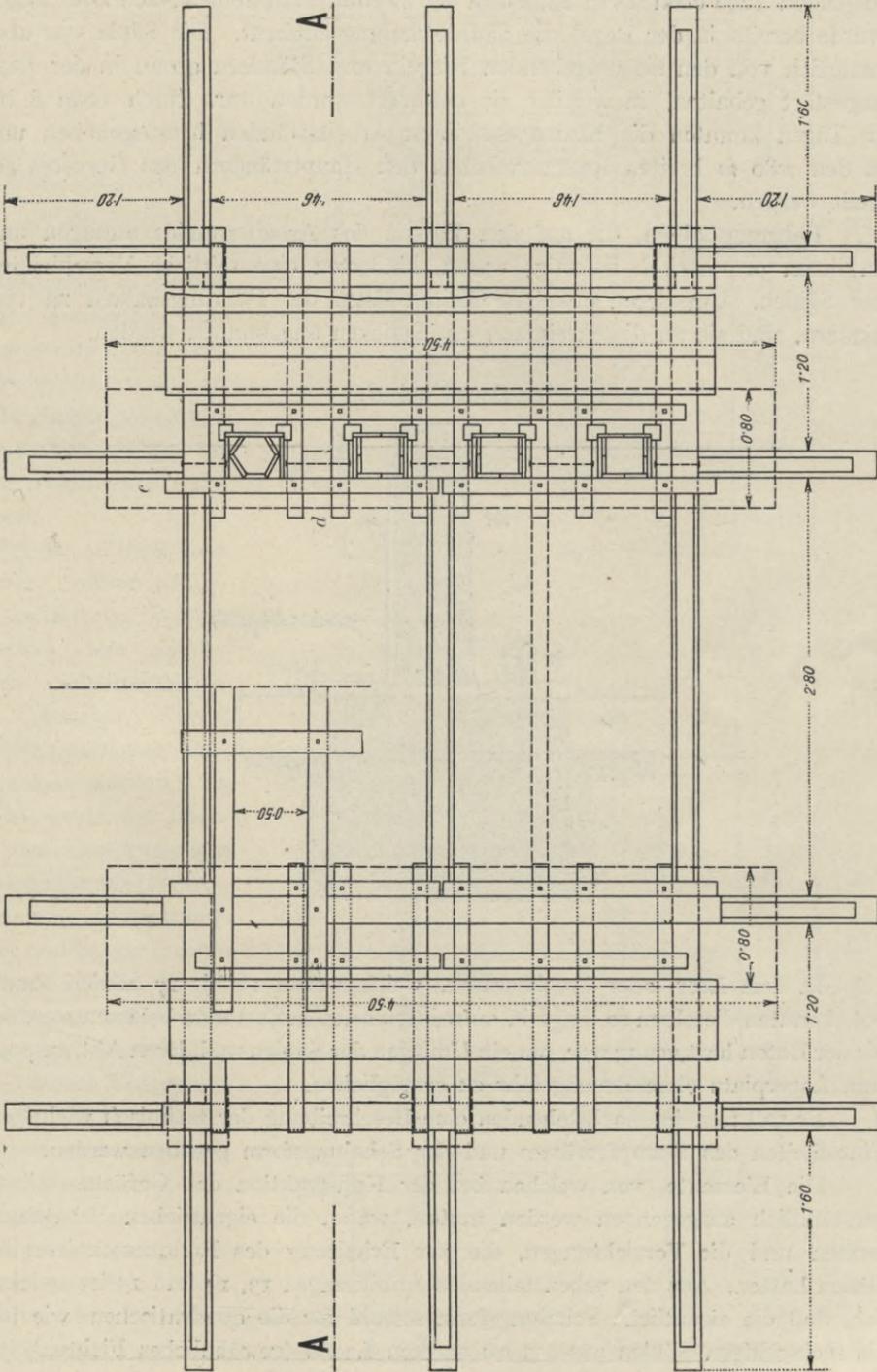


Abb. II.

gehalten worden: 4 Säulen wurden in einer Standreihe hergestellt, am darauffolgenden Tage eben soviel Säulen in der zweiten Standreihe. Nach zwei Tagen wurde bereits in der Regel die Säulenschalung entfernt. Die Säule war aber natürlich von den sie umgebenden Riegeln und Ständern genau in der Lage ungestört gehalten, in welcher sie betoniert worden war. Nach etwa 8 bis 10 Tagen konnten die Säulen aus ihren Arbeitsständen herausgehoben und in den 2,80 m breiten Raum zwischen den Hauptständern des Gerüsts gestellt werden.

Führungsbalken, die auf den Balken des Arbeitsstandes auflagen und an ihnen provisorisch befestigt waren, hinderten eine seitliche Verschiebung der Säulen. Um deren etwaiges Gleiten längs der Führungsbalken zu verhindern, sind sie an diesen einfach mit Stricken angebunden worden.

Detail bei B.

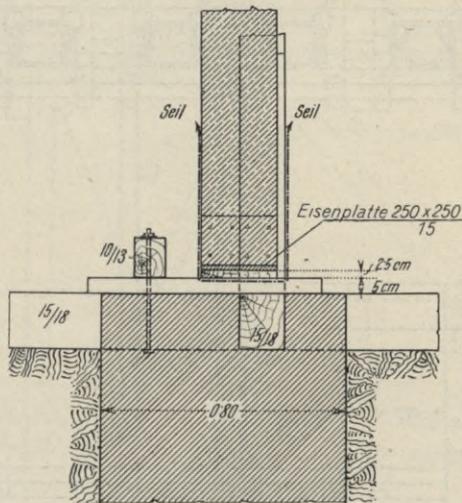


Abb. 12.

In dem Leer- oder Trockenraum, welcher etwa 16 bis 17 Säulen Raum bot, konnten dieselben so lange in aufrechtstehendem Zustande belassen werden, bis der Beton hart genug war, um ein Umlegen der Säulen und deren Abtransport zum Lagerplatz ohne Bruchgefahr zu ermöglichen.

Es soll nun im nachstehenden eine Beschreibung der technisch wichtigen Einzelheiten des Stampfgerüsts und der Schalungsform gegeben werden.

Die Elemente, von welchen bei der Konstruktion des Gerüsts selbstverständlich ausgegangen werden mußte, waren die eigentlichen Schalungsformen und die Vorrichtungen, die zur Erhaltung des Endquerschnittes zu dienen hatten. Aus den nebenstehenden Abbildungen 13, 14 und 15 ist ersichtlich, daß die eigentliche Schalungsform sowohl für die quadratischen, wie für die sechseckigen Säulen aus 2,5 cm starken Laden (gewöhnliches Fichtenholz) bestand. Bei den quadratischen Formen war die Wandung auf zwei gegen-

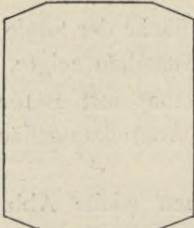


Abb. 15.

überliegenden Seiten durch Holzleisten von 20 cm Breite und 2,5 cm Dicke verstärkt, die in Entfernungen von rund 60 cm von Mitte zu Mitte voneinander abstanden.

Bei den sechseckigen Formen mußten natürlich keilförmige Polster zwischen dem eigentlichen Schalungsladen und zwischen diesen Verstärkungsleisten eingeschoben werden. Es zerfiel somit die Form bei den quadratischen Säulen streng genommen in 4 Seitenwandteile, und bei den sechseckigen Säulen in 6

Seitenwandteile, von denen in beiden Fällen die vordere Schalungswand aus einzelnen, rund 20 cm hohen Brettern *a* bestand, die in nutartige Vertiefungen nach und nach, entsprechend dem Fortschritte der Betonierungsarbeit, eingeschoben wurden.

Dieser Vorgang hatte außer dem Vermeiden von Versackungen und Verspießungen auch noch den Vorteil, daß sie wirklich sehr genau nach der Innen-

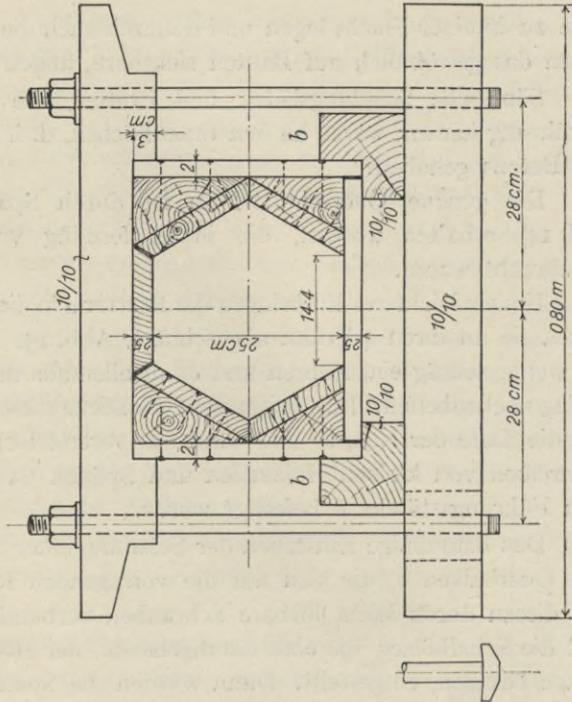


Abb. 14.

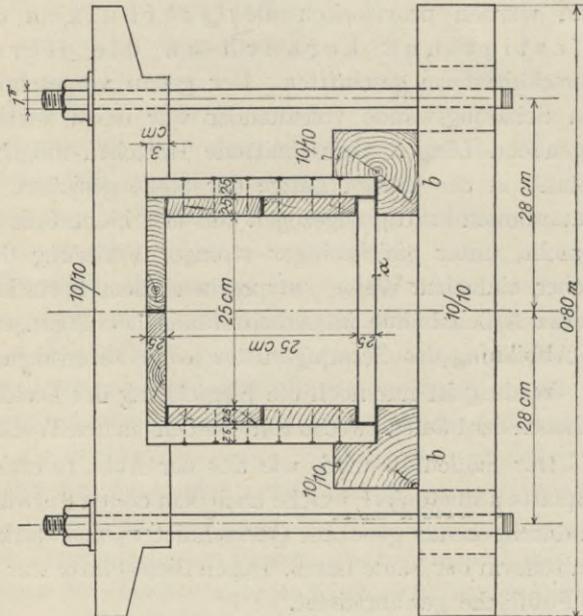


Abb. 13.

seite zu in einer Flucht lagen und dadurch auch die Vorderfläche der Säule nur selten das gewöhnlich auf Bauten sichtbare, abgetreppte Aussehen zeigte.

Sämtliche Schalungsläden und Bretter, die unmittelbar mit Beton in Berührung kamen, waren an den Innenflächen, d. i. an den Abgrenzungsflächen des Betons gehobelt.

Die genaue Querschnittsform ist durch Spannrahmen (siehe Abb. 13 und 14) erhalten worden, die in Entfernung von etwa 1 m voneinander angebracht waren.

Um ein leichteres Einbringen der Bretter *a* in die „Kulissen“ zu ermöglichen, waren sie an ihren 4 Ecken abgeschrägt, Abb. 15. Man brauchte sie also bloß ein wenig schräg einzuführen und dann allenfalls mit einem leichten Hammerschlag nachzuhelfen. Im übrigen war die Dicke dieser einzelnen Bretter geringer wie die Tiefe der Nut, so daß dann das vorerst locker sitzende Brett *a*, durch Eintreiben von kleinen Holzkeilen und Spänen in die Fugen zwischen *a* und dem Führungsständer *b* befestigt wurde.

Das baumäßige Einstellen der Schalung einer Säule war nun sehr einfach. Die Querbalken *c*, die sich auf die vorragenden Kanthölzer *d* auflegten und mit diesen durch leicht lösbare Schrauben verbunden waren, wurden entfernt und die Schalhölzer, die eine durchgehende, der Höhe der Säule entsprechende Länge besaßen, eingestellt. Dann wurden die Spannrahmen in entsprechender Aufteilung überschoben und die Schrauben vorerst noch ganz locker angezogen. Dann wurden provisorisch die Querbalken *c* an dem Balken *d* befestigt und hernach an die Herstellung der genauen Querschnittsform geschritten. Der genau vorgeschriebene Abstand der parallelen Schalungswände voneinander war dabei leicht durch Einstemmen von in genauen Längen abgeschnittene Hölzchen möglich. War der vorgenannte Abstand in der ganzen Länge der Säule gesichert, dann wurden einfach die Spannrahmen kräftig angezogen und erst hierauf die Säulenenden genau ins Lot gebracht, unter gleichzeitiger strenger Fixierung der Führungsbalken *c*. In welcher einfachen Weise, entsprechend dem Fortschritte bei der Betonierung, mit der Arbeitsbühne im Arbeitsstande hochgegangen werden konnte, ist aus der Abbildung des Stampfgerüsts leicht zu ersehen.

Wichtig ist nur noch die Einrichtung des Dielenbodens, die ein bequemes Einheben der Säulen zwecks Einschiebens in den Trockenstand ermöglichen sollte.

Der Säulenfuß wird, wie aus der Abb. 12 ersichtlich, auf einer eisernen Fußplatte aufbetoniert, welche nach dem ersten Entwurf für das Säulenprogramm von durchgehends gleichem Querschnitt 15 mm stark war und genau die Querschnittsform der Säule besaß. Durch diese Platte war die vollkommene Ebenheit der Fußfläche gewährleistet.

Unter der Eisenplatte lag nun noch eine gleichgeformte 2,5 cm starke Holzplatte, so daß ein genügend hoher, genau nach dem Querschnitt der Säule geformter Absatz geschaffen war, an den sich die hochgehenden Schalungswände sicher anpressen konnten.

Die vorgeschilderten Fußplatten ruhen auf einem Arbeitsboden, der zunächst den Fußplatten aus zwei kurzen, 5 cm starken Bohlenstücken bestand, die ihrerseits teils auf dem durchgehenden Fußbalken des Stampfgerüsts, teils auf dem Betonfundamente auflagen. Diese beiden Pfostenstücke ließen zwischen sich einen kleinen Zwischenraum, gerade so groß, daß ein kräftiges Hanfseil zwischen den beiden Pfosten durchgeschoben werden konnte.

Der Arbeitsvorgang bei dem Anheben einer Säule, die zu diesem Zeitpunkt möglicherweise noch nicht genügend fest war, um bei dem Kopfe gefaßt werden zu können, ist nun sehr einfach gewesen.

Das Hubseil, welches an dem am Aufhängebalken befestigten Flaschenzuge angebracht war, wurde unter dem Säulenfuße durchgeschoben, die Lage des Seiles durch Querverschnürungen mit schwächeren Stricken entsprechend gesichert und die Säule allmählich mittelst des Differenzial-Flaschenzuges angehoben. Selbstverständlich mußte hierbei der auf dem Querholz zu oberst des Stampfgerüsts verschiebbare Aufhängebalken möglichst nahe an die Säule herangeschoben werden, um einen möglichst senkrechten Zug ausüben zu können.

Es hat sich dieser Vorgang durchaus bewährt, und nicht ein einziges Mal ist eine Säule, selbst wenn sie erst 1 Woche alt war, beim Ausheben aus ihrem Arbeitsstande und Einrücken in den Trockenraum zu irgend welchem, auch noch so geringfügigem Schaden gekommen.

War die Säule entsprechend erhärtet (rund $2\frac{1}{2}$ bis 3 Wochen alt), so wurde sie dann gleichfalls mit Hilfe des vorerwähnten Differenzial-Flaschenzuges nach beiden Seiten von dem in der Mitte des Stampfgerüsts angebrachten Versteifungsrahmenwerk weg umgelegt. Die ersten Säulen, welche an ihrem oberen Ende ein 25 mm Quereisen einbetoniert hatten (Abb. 16), wurden einfach bei diesem gefaßt und dann die Flaschenzugskette langsam unter gleichzeitigem Hinausdrücken des Säulenfußes gegen die offene Seite des Trockenraumes nachgelassen. Hierbei war an einer Seitenfläche der Säule vorher, mit Stricken genügend stark befestigt, eine entsprechend starke Bohle als Transportpolster vorgelegt worden, die auch eine etwaige Biegungsbeanspruchung der Säule vermeiden ließ. Hatte die Säule eine entsprechende Neigung erreicht, so wurden walzenförmige, runde Hölzer zwischen das Fußende des Transportbohlens und einen auf das Terrain gelegten Pfosten geschoben und beim allmählichen weiteren Nachlassen des Flaschenzugseiles schob sich dann der Säulenfuß mit Hilfe der Walzen von selbst mühelos aus dem Trockenraum heraus.

Gleichfalls mit Hilfe von solchen Transportwalzen wurden dann die Säulen auf einem Lager verlegt, welches aus 4 im Niveau liegenden Betonstreifen bestand.

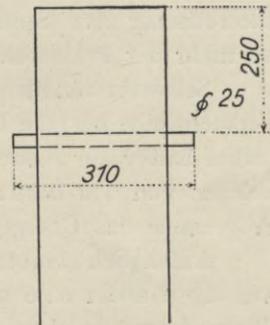


Abb. 16.

Durch Unterschieben von Holzstücken und Säcken war übrigens ein gleichmäßiges Aufliegen der Säulen auf diesen 4 Lagerstützen leicht zu ermöglichen.

Die maschinellen Hilfsmittel zum Transporte und zur Verladung der Säulen wurden in dankenswerter Weise von der Firma Ig. Gridl, Brückenbauanstalt in Wien, kostenlos zur Verfügung gestellt.

Die Lagerung der Säulen während des Versuches.

In der tabellarischen Zusammenstellung sind 3 Arten von Lagerungen der Druckflächen angegeben: Flächenlager, Spitzenlager zentrisch und Spitzenlager exzentrisch. Es ist nicht unwichtig, auch hier wieder ausführlich darzulegen, welche Wandlungen die Annahmen für die Lagerung im Laufe der Beratungen des Ausschusses erfahren haben, bis endlich die hier im Berichte verzeichnete Aufteilung als die wahrscheinlich zweckmäßigste erkannt wurde.

Die Erörterung drehte sich in der Hauptsache um die Frage, ob für spätere wissenschaftliche Auswertungen der Säulenversuche eine Lagerung von möglichst theoretischer Art (Spitzenlagerung) vorzuziehen sei oder eine Lagerung, wie sie mehr der Praxis entspricht (Flächenlagerung).

Selbstverständlich war man sich von vornherein im Klaren, daß in der Versuchsreihe beide Lagerungen der Vollständigkeit der Anordnungsmöglichkeiten halber zur Anwendung kommen müßten. Es handelte sich nur darum, welchen von den beiden prinzipiell so verschiedenen Versuchsanordnungen im Programme das Übergewicht zu erteilen war.

Anfänglich glaubte man der Spitzenlagerung den Vorzug geben zu müssen, weil diese allein eine unliebsame Verschleierung aller jener Einflüsse, deren Wirkungsgrad ja eben erforscht werden sollte, zu vermeiden schien.

Unter Zugrundelegung dieses Gedankens war in der Tat anfänglich eine weit größere Anzahl von Versuchen mit Spitzenlagerung vorgesehen; die Flächenlagerung sollte nur zum Vergleiche herangezogen werden, im übrigen aber bei den Versuchen eine mehr nebensächliche Rolle spielen.

Hauptsächlich den Forderungen der Praktiker ist es nun zuzuschreiben, daß die Proben nicht entsprechend der ersteren, der Spitzenlagerung den Vorzug gebenden Aufstellung zur Durchführung kamen, sondern daß unter Einhaltung des schon so oft betonten Leitmotives für die Versuche des Eisenbeton-Ausschusses die „Baumäßigkeit der Versuche“ in der Weise zur Geltung kam, daß im Gegensatze zu früher den Versuchen mit Flächenlagerung der Vorrang eingeräumt wurde.

Zum Umschwung der Meinung hat auch wesentlich die Erkenntnis beigetragen, daß einerseits eine absolut theoretisch sichere zentrische Lagerung ja in der Praxis ohnedies nicht zu erreichen ist und andererseits bei solider, sorgfältiger Ausführung der Druckflächen bei Flächenlagerung sich noch am ehesten eine möglichst zentrische Druckwirkung erwarten läßt.

Zur Ermittlung einer exzentrischen Wirkung hielt man es für sicher, das Maß der Exzentrizitäten möglichst groß zu wählen (man ist schließlich

bis auf 5 cm gegangen). Die Vorrichtung, welche nun die vorgefaßte Lagerung verbürgen sollte und die sich auch vollkommen bewährt hat, ist eine neuartige.

Es war selbstverständlich zu vermeiden, daß die Enden der Säulen beim Druckversuch eine Einspannung erfahren. Die stählernen Druckplatten der 800 t Presse des Laboratoriums der k. k. Technischen Hochschule in Wien, in welcher Presse die Versuche durchgeführt wurden, besitzen nun durch Anordnung von Kugellagern eine gewisse Beweglichkeit. Es wurden nun im Gegen-

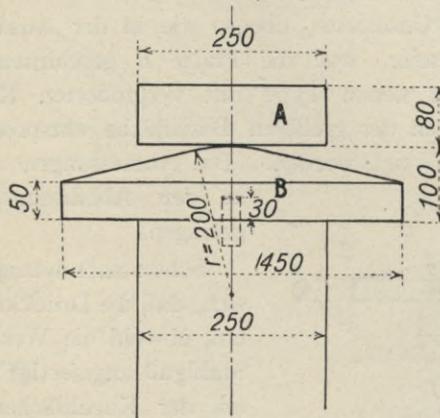


Abb. 17.

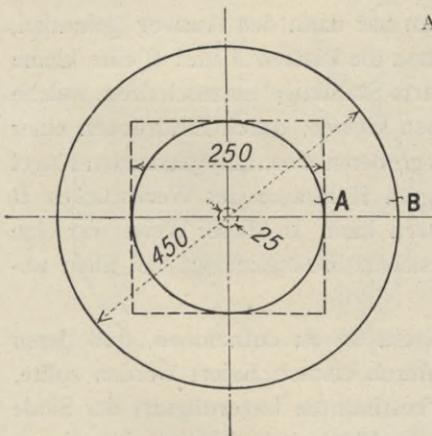


Abb. 18.

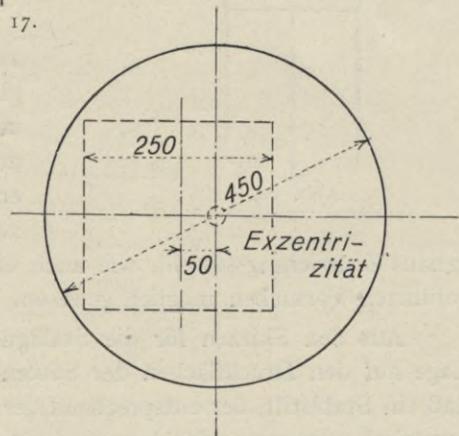


Abb. 19.

sätze zu anderweitig ausgeführten Versuchen die Kopf- und Fußflächen der Säulen nicht unmittelbar mit diesen Stahlscheiben der Maschine in Berührung gebracht, sondern als Zwischenglieder, und zwar sowohl am Kopf- als auch am Fußende der Säulen, je 2 Druckflächen in der aus Abb. 17 bis 19 ersichtlichen Weise eingeschaltet. Aus der Abbildung ist zu entnehmen, daß dieses Zwischenglied aus je zwei Stahlgußplatten bestand, von welchen die kleinere, zylindrisch geformte *A* sich an die Druckplatte der Maschine anlegte, während die größere *B* die gegen die Seite der Platte *A* hin abgerundet und konisch geformt war

und auf den Druckflächen der Säule zu sitzen kam. Die Druckplatte *A* sollte sich nun auf der Druckplatte *B* um wenig abwälzen können, um derart eine kleine, jede Einspannungswirkung verhindernde Beweglichkeit zu sichern. Das Ausmaß dieser Platten war entsprechend der erstgewählten Type mit kleinem Querschnitt an den Enden nach der nebenstehenden Abbildung gewählt (250 mm beziehungsweise 450 mm Durchmesser). Die Platte *B* war, wie auch aus dieser Skizze ersichtlich ist, genügend groß, um eine sichere Lagerung bei einer Exzentrizität von 5 cm zu ermöglichen.

An der ebenen Unterseite, ebenso wie in der Ausdehnung der Kugelfläche an der Oberseite, war die Platte *B* geschliffen. Als dann später die Säulen nach einer neuen Type mit vergrößerten Kopf und Fuß hergestellt wurden, mußten der größeren Basisfläche entsprechend auch größere Stahlgußplatten angefertigt werden. Die Abmessungen dieser Platten sind in den Abbildungen 20 bis 24 eingetragen.

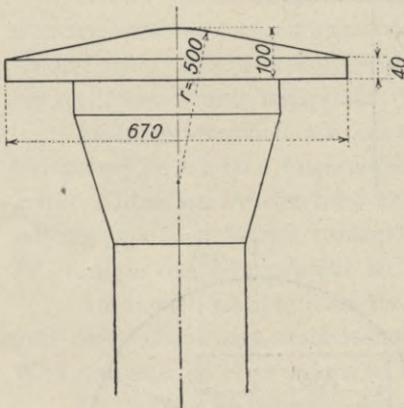


Abb. 20.

Schon nach wenigen Versuchen zeigte sich, daß die Druckkräfte zu groß waren, um, obwohl die Werkstücke aus bestem Stahlguß angefertigt waren, ein Abplatten der Kugelflächen der Platte *B* zu verhindern.

Man hat dann den Ausweg gefunden, zwischen die Platten *A* und *B* eine kleine glasharte Stahlkugel einzuschalten, welche in einen kleinen, durch Eindringen einer etwas größeren, ebenfalls glasharten Kugel erzeugten Hohlraum des Werkstückes *B* zu sitzen kam. In dieser Weise war eine

genaue Zentrierung sowohl, wie auch eine sichere Beweglichkeit bei allen abgeführten Versuchen möglich gewesen.

Aus den Skizzen für die Stahlgußplatten ist zu entnehmen, daß deren Lage auf den Druckflächen der Säulen dadurch einfach fixiert werden sollte, daß ein Stahlstift, der entsprechend der vorbestimmten Lagerungsart der Säule (zentrisch oder exzentrisch) genau je in den Endflächen der Säulen einzugipsen war, in einen im Zentrum der Platte *B* einzulassenden zylindrischen Hohlraum von gleichem Durchmesser eingriff.

Diese Anordnung hat sich nicht bewährt. Der Stahlstift konnte naturgemäß erst im Laboratorium befestigt werden und es mußten daher auch, um zeitraubende Stemmarbeiten zu vermeiden, die notwendigen Hohlräume in den Basisflächen in Abmessungen, größer wie jene des Stahlstiftes, schon bei der Betonierung der Säulen vorgesehen werden.

Das richtige Einsetzen der Stahlstifte war sehr mühselig und konnte auch nicht immer mit aller erwünschten Genauigkeit erfolgen. Schließlich

erwiesen sich bei dem Einheben der Säulen in die Maschine und bei deren Einrichten daselbst die großen Abmessungen der Druckglieder als so beschwerlich, daß eine Verdrückung der Stahlstifte in der Gips- oder Zementmasse und damit eine unvorherzusehende Lagenänderung der Säulenachse nicht zu vermeiden war.

Man ist daher schon nach den ersten Versuchen von dieser Anordnung abgekommen und hat zur Fixierung der Lage der Platten und dadurch auch

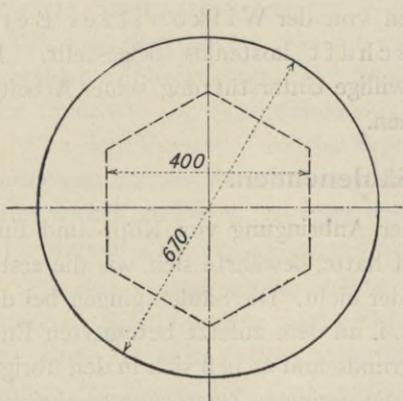


Abb. 21.

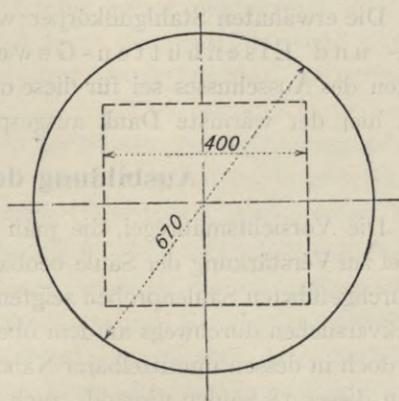


Abb. 22.

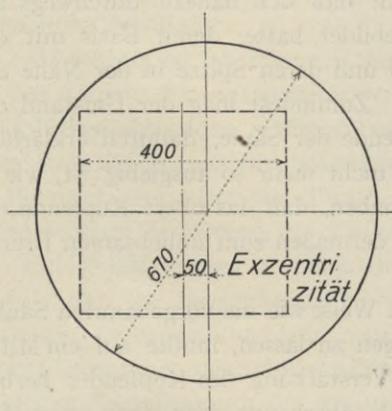


Abb. 23.

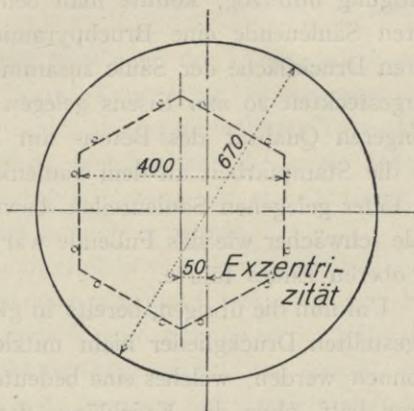


Abb. 24.

der Säulenachse in die Platte *B* Stahlstifte entsprechend den Umrissen der Säulendruckflächen eingeschraubt, die beiden Fälle, zentrische und exzentrische Lagerung dadurch berücksichtigend, daß für jeden der beiden Belastungsfälle je eine solche Plattengarnitur in Verwendung kam.

Abb. 184 u. 185 geben bildlich wieder, in welcher Art die Fixierung der Säulenachse erfolgt ist. In Abb. 185 ist auch ersichtlich, daß die Platten gegen ein allfälliges Herabstürzen durch Verseilung und Anhängung entsprechend versichert waren. Irgendwelche Unzukömmlichkeiten hinsichtlich der Erhaltung

der einmal eingestellten Säulenachse haben sich bei der vorgeschilderten Anordnung in der Folge bei keinem der durchgeführten Säulenversuche ergeben.

Die Abb. 17 bis 19 zeigen die Druckplatten, wie sie bei den Säulen ohne Verbreiterung an den Enden zur Anwendung gelangten; für die Säulen mit Köpfen erwiesen sie sich zu klein und mußten die Druckplatten *B* größer gewählt werden. Deren Ausmaße und Stellung bei den Versuchen sind aus den Abb. 20 bis 24 ersichtlich.

Die erwähnten Stahlgußkörper wurden von der Witkowitz Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft kostenlos beigelegt. Im Namen des Ausschusses sei für diese opferwillige Unterstützung seiner Arbeiten auch hier der wärmste Dank ausgesprochen.

Ausbildung der Säulenenden.

Die Vorsichtsmaßregel, die man in der Anbringung von Kopf- und Fußwickel zur Verstärkung der Säule beobachtet hatte, bewährte sich, wie die ersten 18 durchgeführten Säulenproben zeigten, leider nicht. Die Säulen gingen bei den Druckversuchen durchwegs an dem oberen d. i. an dem zuletzt betonierten Ende oder doch in dessen unmittelbarer Nähe zugrunde und es ließ sich in den übrigen Teilen dieser 18 Säulen nirgends auch nur die geringste Zerstörungserscheinung feststellen. Als man diese Säulen nach der Erprobung nochmals einer genauen Besichtigung unterzog, konnte man bemerken, daß sich nahezu durchwegs am oberen Säulenende eine Bruchpyramide gebildet hatte, deren Basis mit der oberen Druckfläche der Säule zusammenfiel und deren Spitze in der Nähe des quergesteckten 20 mm Eisens gelegen war. Zumindes mag der Umstand der geringeren Qualität des Betons am Kopfende der Säule, dadurch erklärlich, daß die Stampfarbeit an dem Säulenkopfe nicht mehr so ausgiebig ist, wie in den tiefer gelagerten Säulenteilen, bewirkt haben, daß das obere Kopfende der Säule schwächer wie das Fußende war und dermaßen zum unliebsamen Bruche des oberen Endes führte.

Um nun die übrigen, bereits in gleicher Weise wie die vorgenannten Säulen hergestellten Druckglieder nicht nutzlos liegen zu lassen, mußte auf ein Mittel gesonnen werden, welches eine bedeutende Verstärkung des Kopfendes herbeiführen half, ohne die Knicklänge der Säule überhaupt oder doch wesentlich zu beeinträchtigen. Dieses Mittel glaubte man in der Ummantelung des Säulenkopfes mit einer Trommel aus Eisenblech gefunden zu haben, welche mit Feinbeton im gleichen Mischungsverhältnisse wie die Säule ausbetoniert wurde. Zur Anbringung dieser Verstärkungsvorrichtung mußten die bereits lagernden fertigen Säulen nochmals in das Stampfgerüste transportiert und dort aufgestellt werden. Die Säulen sind dann mit der Blechummantelung in der Prüfungsmaschine unter Druck gebracht worden. Die Versuchsergebnisse haben sowohl durch ihre Gleichmäßigkeit, wie auch durch die geringe Verschiedenheit der Festigkeitswerte mit den in anderer Weise an den Köpfen bewehrten Säulen und ferners auch durch die Lage der Bruchstellen, die jetzt durchwegs dort

entstanden, wo man sie theoretisch erwarten durfte, die Zweckmäßigkeit der erwähnten Verstärkung erwiesen.

Bei den ersten der auf die vorgeschilderte Weise verstärkten Säulen sind Ummantelungen auch an den Füßen vorgenommen worden, weil man befürchtete, daß jetzt nach ausgiebiger Verstärkung des Kopfendes etwa die Füße bei der Erprobung nicht stand zu halten vermöchten. Es war dem aber, wie spätere Proben erwiesen, nicht so; der Beton an dem unteren Säulenende scheint durch eine vermehrte Stampfarbeit um soviel qualitätmäßig besser gewesen zu sein, als der Beton an den oberen Säulenteilen, daß trotz des jetzt ungleich stärker ausgebildeten Säulenkopfes die Säule bei den Druckversuchen in normaler Weise innerhalb der Schaftlänge zerbrach.

Von dem Versuche, vor der Erprobung der Säulen die Blechummantelung abzunehmen und als Verstärkung somit bloß den verhältnismäßig jungen Betonmantel wirken zu lassen, ist man bereits nach 2 Versuchen abgekommen, weil der Betonmantel die Zerstörung des Säulenkopfes nicht zu verhindern vermochte.

Für den weitaus größeren Rest der Versuchskörper des Säulenprogramms (weitere 110 Stück), welche noch nicht mit durchgängigem Mittelquerschnitt von einem Ende bis zum andern ausgeführt worden war, ist aber dann nach den Angaben des Herrn Ing. Spitzer die neue Form der Säulenenden und zwar sowohl des Kopfes wie auch des Fußes zur Ausführung gekommen. Sie ist in den Abb. 2 und 3 ersichtlich gemacht. Diese Kopf- und Fußform hat sich vollkommen bewährt.

Als wichtig ist noch zu erwähnen, daß die Enden der Längsarmierungen bei den Säulen der erstgeschilderten Endform (Type I) je 25 mm von den Druckflächen abstanden, während bei den Säulen der letzterwähnten Type (III) dieses Maß auf 10 mm herabgemindert wurde, weil vielfach die große Stärke der Betonschicht über den Enden der Längsarmierung als eine Mitursache der vorzeitigen Zerstörung des Säulenkopfes bezeichnet wurde.

Ein Beweis für diese Annahme war allerdings nicht zu erbringen. Entstanden ist sie durch die Beobachtung einer fürs erste allerdings merkwürdigen Erscheinung. Es hat sich nämlich an einigen Stellen, wo der Beton in der Nähe der oberen Längsarmierungsenden von den Basiskanten abgebröckelt war, gezeigt, daß ein kleiner Zwischenraum (im Maximum 2 mm) zwischen den Armierungsenden und der darüber erfolgten Überbetonierung entstanden war. Als man nun die benachbarten Längsarmierungsenden vorsichtig freilegte, fand man, daß diese Zwischenräume nicht bei allen Armierungen vorhanden waren. Man war nun versucht, ein Hineinrücken der Armierungen während des Druckversuches anzunehmen und auf diese Weise sich das Entstehen dieses Hohlraumes zu erklären, wenn man nicht von vornherein eine minder sorgfältige Ausführung, die solche Hohlräume während des Betonierens entstehen ließen, voraussetzen wollte.

Diese Erscheinung hat dann eine plausible Erklärung mit der bereits früher angeführten Tatsache gefunden, daß sich Druckpyramiden bilden mit der Kopffläche der Säulen als Basis und mit der Stelle, wo das Quereisen durchgesteckt

war, als Spitze. Diese Druckpyramide hat während des Versuches selbstverständlich in ihrer Achse nicht immer parallel mit jener der Säule bleiben können, sondern eine schiefe Lage eingenommen bzw. eine Drehung um ihre Spitze erfahren und bei dieser Drehung sind dann, wie leicht erklärlich, die erwähnten Hohlräume entstanden.

Soweit die Mitteilungen des Herrn Ingenieurs Nähr.

Einfluß der eingebetteten Rundeisenhandhabe am Kopfende auf die Versuchsergebnisse.

Das oben erwähnte, in Abb. 16 ersichtliche Rundeisen am oberen Ende der Säulen erwies sich also bei der Durchführung der Versuche als schädlich; auf den später folgenden Lichtbildern ist deutlich die Rißerscheinung, welche durch dieses eingebettete Rundeisen veranlaßt wurde, zu ersehen. Dieses Eisen gab bei der Durchführung der Versuche bei den höheren Belastungen zu den ersten Zerstörungen Anlaß, so daß man, wie bereits erwähnt, später davon Abstand genommen hat, dasselbe einzubauen, um so mehr, als nach den ersten 18 abgeführten Versuchen die Kopfform der noch auszuführenden Probesäulen geändert und in der nach Abb. 2 und 3 nach einem von Ingenieur Jos. Ant. Spitzer erstatteten Vorschlag hergestellt wurde.

Leider konnte jedoch bei den bereits fertigen Säulen, welche nachträglich mit einem Kopf nach Abb. 4 versehen wurden, dieses Eisenstück nicht mehr entfernt werden und ist dieses Stück, wie erwähnt, vielmals die erste Ursache des Bruches am Kopfe gewesen.

Vorversuche.

Außer den, im allgemeinen Teil (Heft 1) bereits erörterten Zementproben wurden Betonproben durchgeführt und zwar jeweils von demselben Beton, welcher zur Herstellung der Probesäulen verwendet wurde.

So z. B. wurden vom Beton der Säulen VII₅, VII₆ und VII₉ vier Stück Würfel hergestellt, zwei von diesen Würfeln wurden nach 42, die beiden anderen nach 43 Tagen erprobt.

Im nachstehenden Verzeichnis sind die Ergebnisse der Kontrollwürfelproben (zu den Säulenversuchen) zusammengestellt. (Tabelle Ic.) Diese Proben wurden im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule durchgeführt.

Da auch bei den Versuchen mit Balken (Heft 4) und bei jenen mit Kontrollbalken (Heft 5) Probewürfel angefertigt und geprüft wurden, sind auch diese Versuchsergebnisse in die Tabelle aufgenommen worden, wodurch infolge des reichhaltigeren Materials die Ergebnisse wesentlich sicherer beurteilt werden können. Es bezeichnen die Buchstaben *S* die Zugehörigkeit zum Säulenbeton, die Buchstaben *B* jene zum Balkenbeton und *K* jene zum Kontrollbalkenbeton.

Die Ergebnisse sind auch durch Schaulinien in den Abb. 25 und 26 zur Darstellung gebracht und ist die Resultierende der Würfelproben ausgezogen.

Auf diesen Tafeln sind auch jene Linien ersichtlich gemacht, welche sich nach den Ausführungen der französischen Kommission für Eisenbeton ergeben würden, wenn Festigkeiten von 300, 330 und 360 kg nach 90tägiger Erhärtung angenommen werden. Hierbei ist die Wertstufe für 7 Tage 0,33, für 28 Tage 0,66, für 90 Tage 1,00 und für 365 Tage 1,50.

In Abb. 26 sind die Ergebnisse der Würfelproben mit Beton aus der Mischung 420 kg/m^3 (420 kg Zement auf 1 m^3 fertiges Gemenge von Sand und Kies), in Abb. 25 das Ergebnis der Würfelproben mit Beton aus der Mischung 250 kg/m^3 verzeichnet.

Im großen ganzen müssen die Ergebnisse als befriedigend und mit einander übereinstimmend bezeichnet werden, doch ist bei der Beurteilung der Probeergebnisse nicht außer Acht zu lassen, daß der Zement, wenn auch von der gleichen Marke, dennoch zu verschiedenen Zeiten geliefert wurde, was immerhin eine gewisse Ungleichwertigkeit der Qualität zur Folge haben muß.

Die Druckergebnisse wurden im Schaubild nicht von jedem Würfel gesondert aufgetragen, sondern die Ergebnisse mehrerer von gleichem Beton und gleicher Erhärtungsdauer angefertigter Würfel zusammengezogen und der Mittelwert aufgetragen.

Die ersten Probewürfel von Säulenbeton wurden entsprechend den angefertigten Säulen im Mai 1909 hergestellt, während die letzten im Juni 1910 zur Herstellung gelangten. Sonach verteilt sich die Herstellung dieser Proben auf einen Zeitraum von ca. 13 Monaten. Zieht man auch die Würfelproben, welche zu den Balkenversuchen und diejenigen, welche zu den Kontrollbalkenversuchen gemacht wurden, in Betracht, so ergibt sich ein Zeitraum von ungefähr 2 Jahren.

Es ist natürlich und erklärlich, daß die Qualität des Zementes im Laufe eines so langen Zeitraumes einem gewissen Wechsel unterliegt, wenn auch die Qualität im allgemeinen als eine sehr gute bezeichnet werden muß.

Die Unstetigkeiten in den Ergebnissen der Würfelproben haben zu Untersuchungen Anlaß gegeben, ob nicht die Temperatur oder der Feuchtigkeitsgrad der Luft einen Einfluß auf die Festigkeit ausgeübt haben. Diese Betrachtungen führten jedoch zu einem negativen Resultat, denn z. B. gerade die in der kalten Jahreszeit angefertigten Proben haben teilweise verhältnismäßig bessere Resultate ergeben, als die in der wärmeren Zeit angefertigten Proben.

Auffallend ist jedoch der Festigkeitsabfall bei den Würfelproben S_{11} , S_{12} , S_{32} , S_{31} , S_{20} , S_{21} und S_{21} , gegen die übrigen Proben, obwohl die Ergebnisse noch als gut bezeichnet werden können. Abb. 26.

Hierüber sollen einige kurze Bemerkungen beigelegt werden. Die mit S_7 , S_8 , S_9 und S_{10} bezeichneten Proben, deren Ergebnisse sich recht gut in den Rahmen einfügen lassen, welcher durch die sonstigen normalen Proben gegeben ist, sind im Monat August bis Anfang September 1909 erzeugt und wurde

hiezuh jedenfalls Zement verwendet, welcher aus der Erzeugung der Fröhjahrs- bzw. Fröhsummerperiode stammt, und zu welchem Klinker zur Verwendung kamen, welche — wegen des verhältnismäßig geringeren Absatzes von Zement im Fröhjahr — länger gelagert haben, oder es hatte der Zement im Silo eine längere Lagerung durchgemacht.

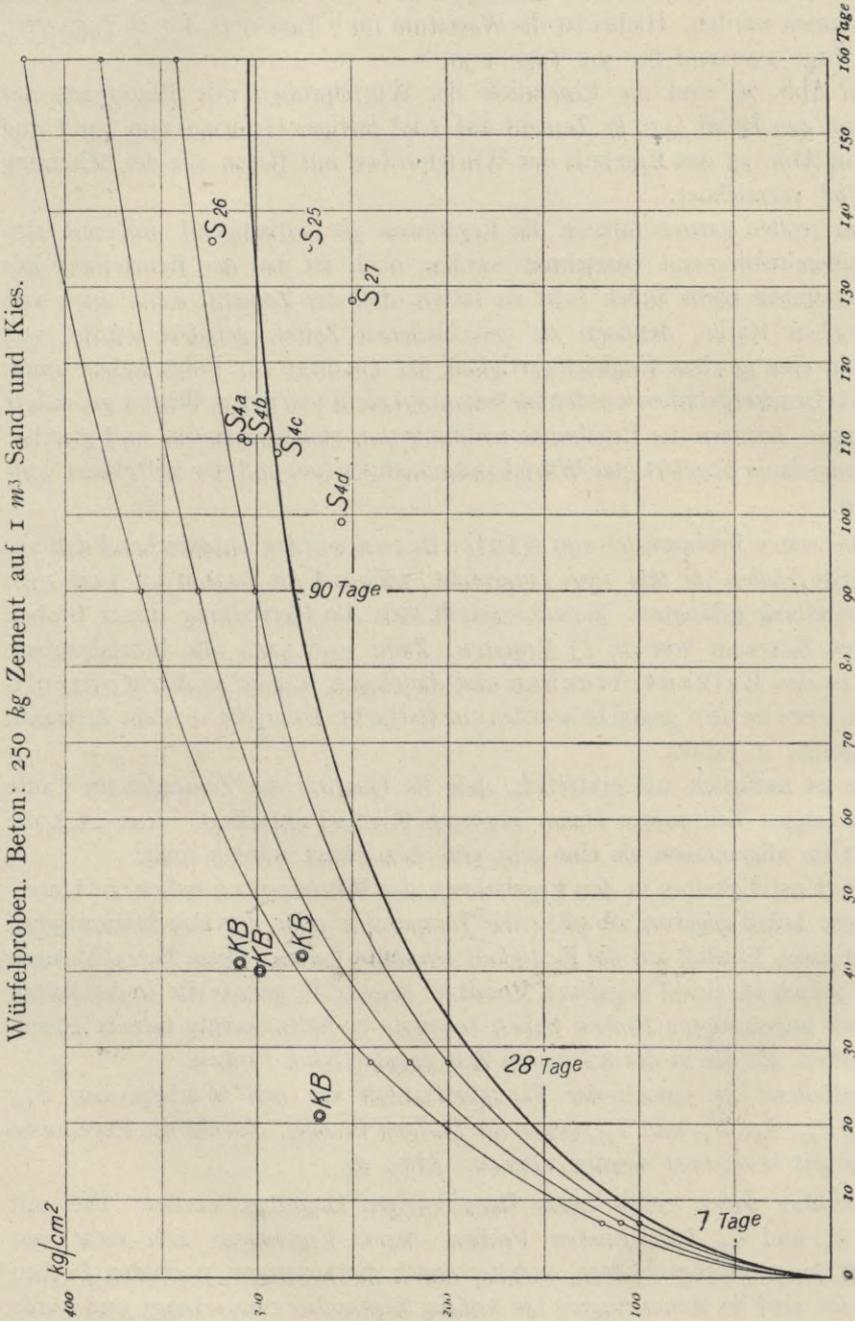


Abb. 25.

Die Proben S_{11} , S_{12} , S_{20} , S_{21} und S_{24} sind ausnahmslos nach dem 10. September 1909 hergestellt, also mit einem Zement von einer anderen frischen oder neuen Lieferung.

Zu dieser Jahreszeit ist der Verbrauch von Zement ein sehr beträchtlicher, so daß die Silos in den Fabriken meist nahezu leer stehen und zur Deckung

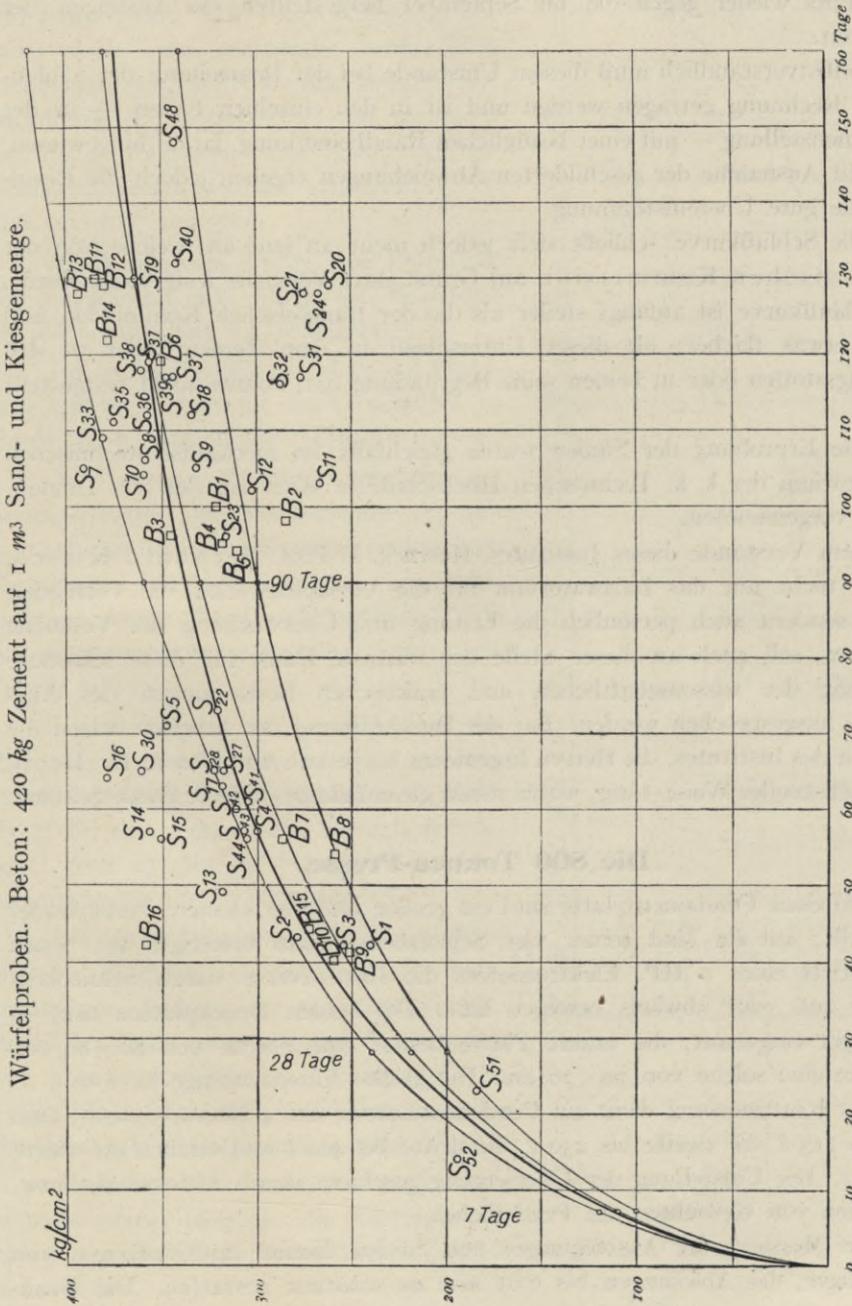


Abb. 26.

des Bedarfes frisch vermahlener Zement genommen wird oder solcher, der nur kurze Zeit gelagert hat; dieses frische Produkt gibt jedoch, wenn auch im allgemeinen die Qualität gut ist, gegenüber Zement von längerer Lagerung eine geringere Festigkeit und daher bei den Proben eine Differenz gegen das frühere Erzeugnis. Es zeigen beispielsweise die im Oktober hergestellten Proben S_{31} , S_{32} bereits wieder gegen die im September hergestellten ein Ansteigen der Festigkeit.

Selbstverständlich muß diesem Umstande bei der Beurteilung der Säulenproben Rechnung getragen werden und ist in den einzelnen Fällen — in der Zusammenstellung — mit einer bezüglichen Randbemerkung darauf hingewiesen.

Mit Ausnahme der geschilderten Abweichungen ergeben jedoch die Resultate eine gute Übereinstimmung.

Die Schlußkurve schließt sich jedoch nicht an jene an, welche von der französischen Kommission auf Grund ihrer Versuche festgestellt wurde. Die Schlußkurve ist anfangs steiler als die der französischen Kommission und später etwas flacher; ob dieser Unterschied in dem Zement oder in den Zuschlagsstoffen oder in beiden seine Begründung hat, konnte nicht festgestellt werden.

Die Erprobung der Säulen wurde gleichfalls im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule in Wien auf der 800 Tonnen-Pressen vorgenommen.

Dem Vorstande dieses Institutes, Herrn k. k. Prof. Bernhard Kirsch, welcher nicht nur das Laboratorium für die Versuchszwecke zur Verfügung stellte, sondern auch persönlich die Leitung und Überwachung der Versuche übernahm, soll auch an dieser Stelle der wärmste Dank für diese selbstlose Förderung der wissenschaftlichen und praktischen Bestrebungen des Ausschusses ausgesprochen werden. Bei der Durchführung der Arbeiten waren die Beamten des Institutes, die Herren Ingenieure Lejeune und Dozent Dr. Leon, in verdienstvoller Weise tätig, wofür ihnen gleichfalls besonderer Dank gebührt.

Die 800 Tonnen-Pressen.

Auf einer Fundamentplatte sind ein großer und vier kleinere Preßzylinder aufgestellt; auf ihr sind ferner vier Schraubenspindeln befestigt, an denen sich mittels eines 2 HP. Elektromotors die Lauftraverse durch Schneckengetriebe auf- oder abwärts bewegen läßt. Die beiden Druckplatten sind in Kugellager eingebaut; die untere Platte besitzt eine Fläche von 80×80 cm, die obere eine solche von 70×70 cm. Die größte Einspannlänge ist 8 m.

Zur Kraftmessung dient ein Pendelmanometer mit 4 Übersetzungen: eine geht bis 115 t, die zweite bis 230 t, die dritte bis 400 t und endlich die vierte bis 800 t. Die Umstellung der Übersetzung geschieht durch Aufstecken, bezw. Abnehmen von Gewichten am Pendelhebel.

Zur Messung der Ausbiegungen von Säulen dienen die Gradbögen von Bauschinger, die Ablesungen bis 0.01 mm zu schätzen gestatten. Die Grad-

bögen wurden in einfacher Weise mit Gummibändern und Drahtschlingen an den Säulen befestigt.

Die Messungen der Ausbiegung wurden in der halben Säulenhöhe vorgenommen, und zwar derart, daß die Ausbiegung der Säule nach zwei zueinander senkrechten Richtungen festgestellt werden konnte. Die Anordnung der Apparate ist aus mehreren der später folgenden Schaubilder der gebrochenen Säulen deutlich ersichtlich (z. B. Abb. 85, 107, 194, 195).

Als Anfangslast wurde eine Belastung von 2 t gewählt und wurde die Belastung bei jeder Stufe um 5 t gesteigert.

Im nachstehenden ist eines der Protokolle und zwar jenes für den Versuch Nr. 32 (Säule Nr. I₃) abgedruckt. (Tabelle 2.)

Aus diesem Protokoll wurden vom Berichterstatter die Ausbiegungen Δ_1 und Δ_2 nach den beiden aufeinander senkrechten Richtungen für jede Laststufe berechnet, und aus diesen die Durchbiegungen Δ in der Biegungsebene ermittelt. (Abb. 27b Tabelle 3.)

Hierbei wurde auch gleichzeitig die Richtung der Ausbiegung festgelegt; wie dies aus nachstehender Zusammenstellung (Tabelle Nr. 3) für den obgenannten Versuch hervorgeht. Abb. 27 gibt die Schaulinie der Ausbiegungen für diesen Versuch.

Bei den nicht bewehrten Säulen mußten, um eine Beschädigung der Gradbögen hintanzuhalten, letztere schon früher als der Bruch der Säule voraussichtlich zu erwarten war, abgenommen werden, weshalb in diesen Fällen die tatsächliche Ausbiegung bei der Bruchlast nicht festgestellt werden konnte.

Auch bei den bewehrten Säulen war es nicht immer möglich, die Ausbiegungen knapp vor dem Bruch oder bei demselben festzustellen.

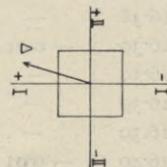
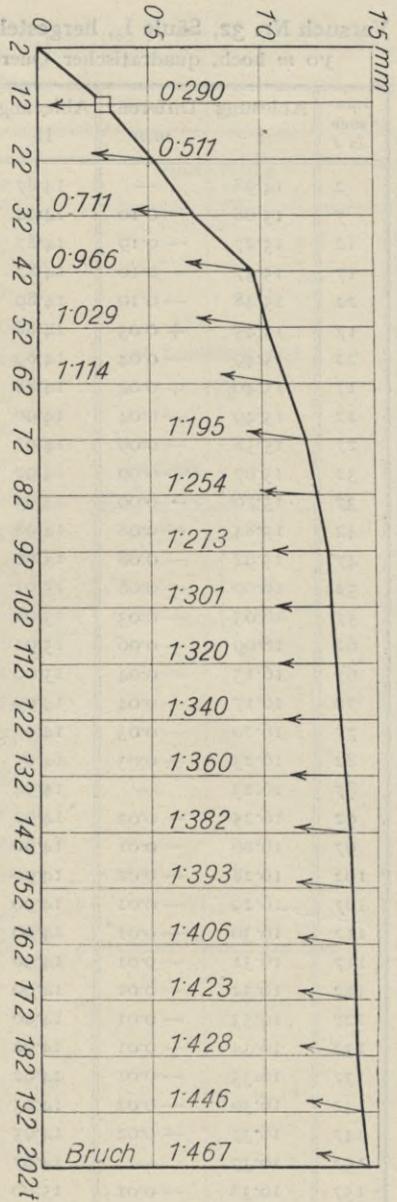


Abb. 27.

Tabelle Nr. 2. Protokoll der Erprobung.

Versuch Nr. 32, Säule I₃, hergestellt am 26. April 1909, geprobt am 27. Juli 1909;
3,0 m hoch, quadratischer Querschnitt, Flächenlagerung, am Kopf ummantelt.

Last- stufe in <i>t</i>	Able- sung I	Differenz <i>mm</i>	Able- sung II	Differenz <i>mm</i>	Bemerkungen
2	14,98	—	14,87	—	
7	15,08	— 0,10	14,94	— 0,07	
12	15,27	— 0,19	14,87	+ 0,07	
17	15,37	— 0,10	14,87	—	
22	15,48	— 0,10	14,89	— 0,02	
17	15,45	+ 0,03	14,88	+ 0,01	
22	15,49	— 0,04	14,89	— 0,01	
17	15,46	+ 0,04	14,88	+ 0,01	
22	15,49	— 0,04	14,90	— 0,02	
27	15,58	— 0,09	14,91	— 0,01	
32	15,67	— 0,09	14,92	— 0,01	
37	15,76	— 0,09	14,95	— 0,03	
42	15,84	— 0,08	14,98	— 0,03	
47	15,92	— 0,08	15,00	— 0,02	
52	16,00	— 0,08	15,01	— 0,01	
57	16,03	— 0,03	15,01	—	
62	16,09	— 0,06	15,01	—	
67	16,13	— 0,04	15,00	+ 0,01	
72	16,17	— 0,04	14,99	+ 0,01	
77	16,20	— 0,03	14,97	+ 0,02	
82	16,23	— 0,03	14,95	+ 0,02	
87	16,23	—	14,94	+ 0,01	
92	16,25	— 0,02	14,92	+ 0,02	
97	16,26	— 0,01	14,90	+ 0,02	
102	16,28	— 0,02	14,90	—	
107	16,29	— 0,01	14,90	—	
112	16,30	— 0,01	14,90	—	
117	16,31	— 0,01	14,90	—	
122	16,32	— 0,01	14,90	—	
127	16,33	— 0,01	14,90	—	
132	16,34	— 0,01	14,92	— 0,02	
137	16,35	— 0,01	14,92	—	
142	16,36	— 0,02	14,95	— 0,03	
147	16,37	— 0,02	14,95	—	
152	16,37	—	14,97	— 0,02	
157	16,38	— 0,01	15,00	— 0,03	
162	16,38	—	15,00	—	
167	16,39	— 0,01	15,05	— 0,05	Bei 167 <i>t</i> beginnt Ecke 2 zerstört zu werden.
172	16,39	—	15,05	—	
177	16,39	—	15,05	—	
182	16,39	—	15,10	— 0,05	
187	16,40	— 0,01	15,12	— 0,02	
192	16,40	—	15,15	— 0,03	
197	16,40	—	15,17	— 0,02	
202	16,41	— 0,01	15,20	— 0,03	
202	Beim Versuch, die Last zu steigern, plötzlicher Bruch ober der Umschnürung des Fußes.				

Abb. 27 a.

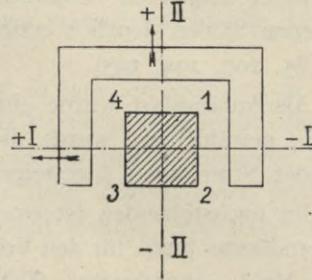
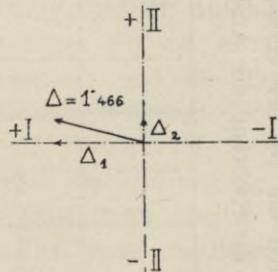


Tabelle Nr. 3.
Berechnung der Ausbiegung bei den einzelnen Laststufen.
Versuch Nr. 32. Säule I₃.

Laststufe in t	Ableseung I	Ableseung II	Δ_1 mm	Δ_2 mm	Δ mm	Anmerkung
2	14·98	14·87	—	—	—	
12	15·27	14·87	0·29	0·00	0·29	
22	15·49	14·89	0·51	0·02	0·510	
32	15·67	14·92	0·69	0·05	0·697	
42	15·84	14·98	0·86	0·11	0·867	
52	16·00	15·01	1·02	0·14	1·029	
62	16·09	15·01	1·11	0·14	1·12	
72	16·17	14·99	1·19	0·12	1·196	
82	16·23	14·95	1·25	0·08	1·251	
92	16·25	14·92	1·27	0·05	1·273	
102	16·28	14·90	1·30	0·03	1·301	
112	16·30	14·90	1·32	0·03	1·32	
122	16·32	14·90	1·34	0·03	1·34	
132	16·34	14·92	1·36	0·05	1·361	
142	16·36	14·95	1·38	0·08	1·384	
152	16·37	14·97	1·39	0·10	1·396	
162	16·38	15·00	1·40	0·13	1·41	
172	16·39	15·05	1·41	0·18	1·424	
182	16·39	15·10	1·41	0·23	1·428	
192	16·40	15·15	1·42	0·28	1·447	
202	16·41	15·20	1·43	0·33	1·466	plötzlicher Bruch bei 202 t.

Abb. 27 b
zur Laststufe 202 t.



In den Gruppenzusammenstellungen der Säulenversuche sind daher die infolge des Momentes entstandenen Zusatzspannungen nur auf Grund der zuletzt noch ermittelten Ausbiegung bei einer Belastung, welche unter der Bruchlast lag, in Rechnung gezogen, d. h. es wurde mit der Bruchlast gerechnet

Die Abszissen geben die Laststufen, die Ordinatn die bei der entsprechenden Laststufe erreichte Ausbiegung. Der Pfeil zeigt die Richtung der Ausbiegung.

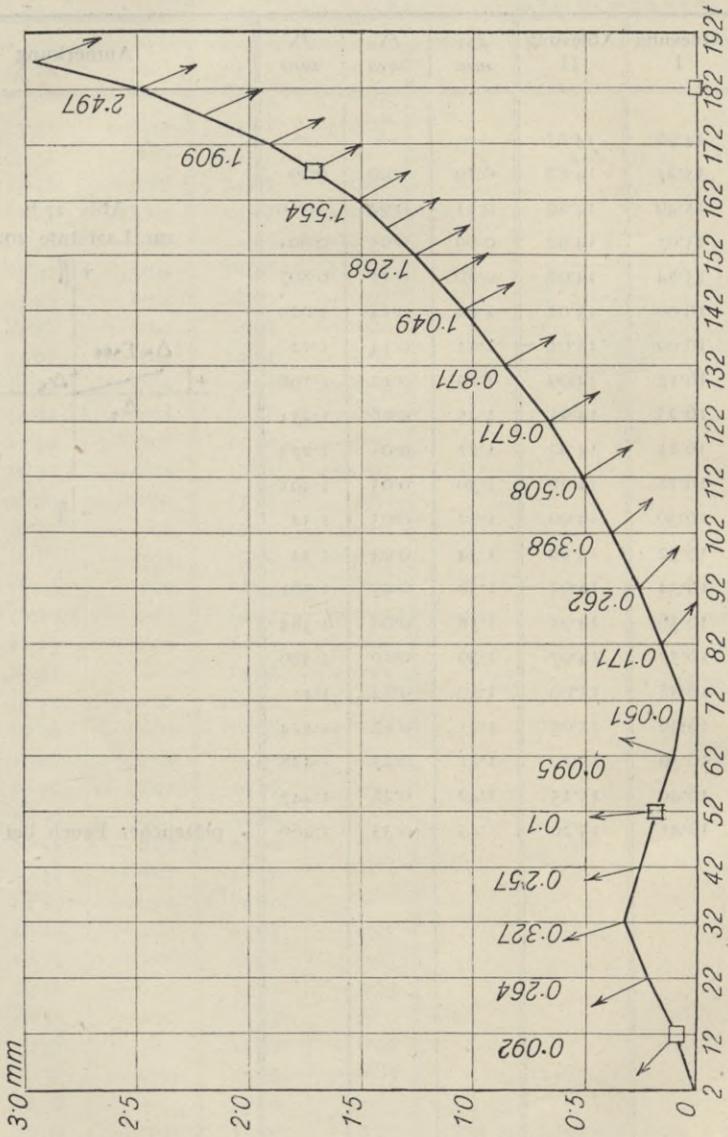
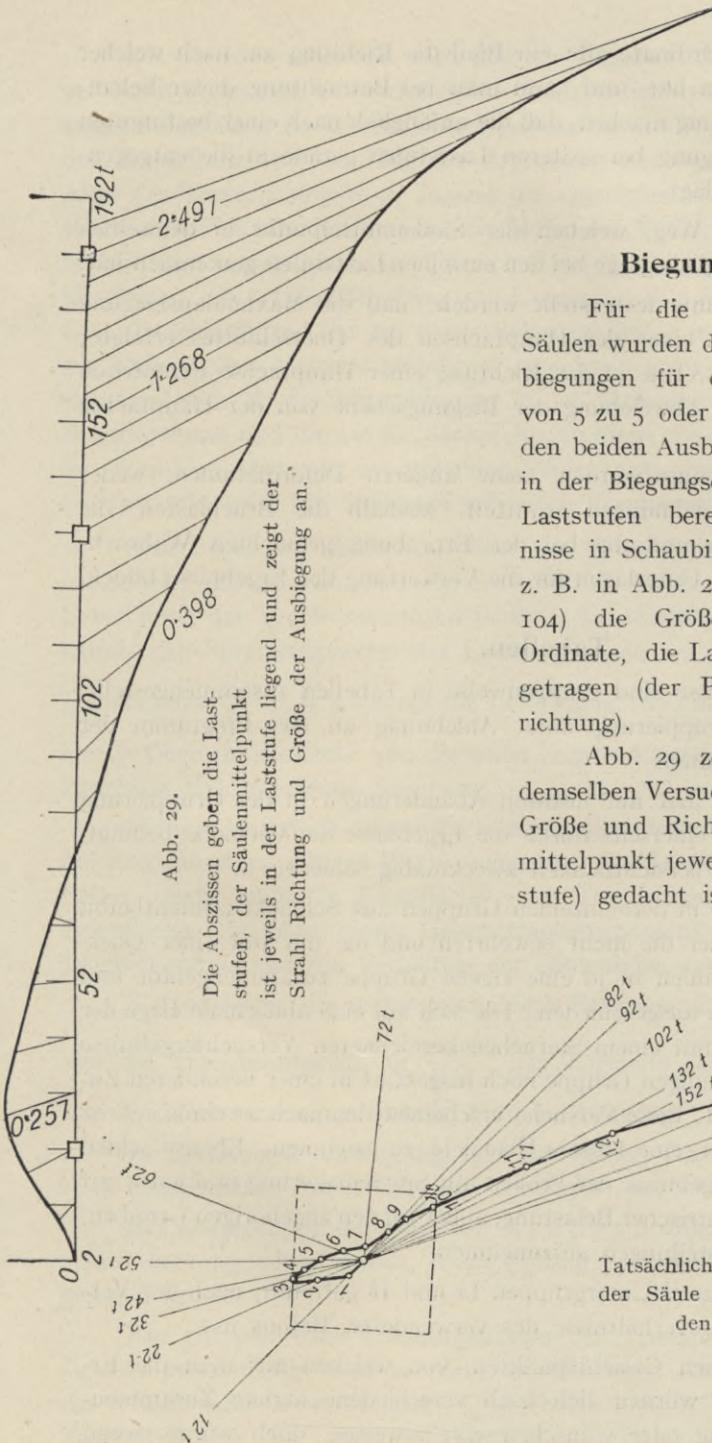


Abb. 28.

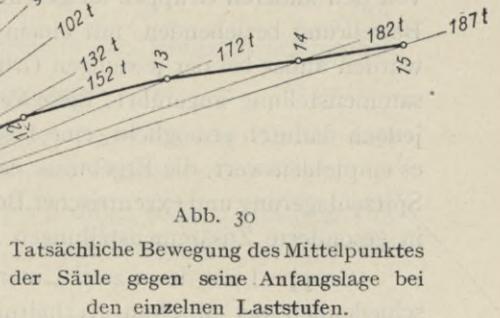
und die Ausbiegung als gleichbleibend seit der letzten Ermittlung derselben angenommen; mithin sind, da ja die Ausbiegung fortschritt, die ermittelten Zusatzspannungen in solchen Fällen zu klein. In den Tabellen ist in der Kolonne „Maximale Ausbiegung“ die Laststufe, bei welcher diese Ausbiegung beobachtet wurde und welche auch bei Berechnung der Zusatzspannungen zugrunde lag, in Klammern beige setzt.



Biegediagramme.

Für die meisten der erprobten Säulen wurden die Ergebnisse der Durchbiegungen für die einzelnen Laststufen von 5 zu 5 oder 10 zu 10 t ermittelt, aus den beiden Ausbiegungen die Ausbiegung in der Biegungsebene für die einzelnen Laststufen berechnet und die Ergebnisse in Schaubildern festgelegt. So sind z. B. in Abb. 28 (Säule VIII₄ Versuch 104) die Größe der Ausbiegung als Ordinate, die Laststufe als Abszisse aufgetragen (der Pfeil zeigt die Biegrichtung).

Abb. 29 zeigt die Ausbiegung bei demselben Versuche nach ihrer jeweiligen Größe und Richtung, wobei der Säulenmittelpunkt jeweils in der Abszisse (Laststufe) gedacht ist.



Im Endpunkt der Ordinate gibt ein Pfeil die Richtung an, nach welcher sich die Säule ausgebogen hat, und kann man bei Betrachtung dieser Schaulinien gar oft die Bemerkung machen, daß die anfänglich nach einer bestimmten Richtung erfolgte Ausbiegung bei späteren Laststufen gerade in die entgegengesetzte Richtung umschlägt.

Abb. 30 zeigt den Weg, welchen der Säulenmittelpunkt in demselben Falle gegen seine ursprüngliche Lage bei den einzelnen Laststufen genommen hat.

Im allgemeinen konnte festgestellt werden, daß die Maximalausbiegung in der Regel nicht nach einer der Hauptachsen des Querschnittes erfolgte; selbst bei jenen Säulen, welche in der Richtung einer Hauptachse exzentrisch belastet wurden, ist eine Abweichung der Biegungsebene von der Hauptachse festzustellen.

Außer der Ausbiegung wurden keine anderen Deformationen, weder Stauchungen noch Querdehnungen ermittelt, weshalb die Bruchlasten, die ermittelten Ausbiegungen und die bei der Erprobung gemachten Wahrnehmungen die maßgebenden Unterlagen für die Verwertung der Ergebnisse bilden.

Tabellen.

Die Versuchsergebnisse sind gruppenweise in Tabellen zusammengestellt, und zwar wurde die Gruppierung unter Anlehnung an das Programm der Hauptsache nach beibehalten.

Der Berichtersteller hat nur insoweit Abänderungen in der Gruppierung vorgenommen, als solche einerseits durch die Ergebnisse der Versuche bedingt, andererseits zur besseren Übersichtlichkeit zweckmäßig schienen.

So wurden z. B. die in den einzelnen Gruppen aus Schlackenzementbeton hergestellten Säulen, ferner die nicht bewehrten und die nur mit einer Querbewehrung versehenen Säulen in je eine eigene Gruppe zusammengefaßt und von den anderen Gruppen ausgeschieden. Die sich auf eine abnormale Lage der Bewehrung beziehenden, mit einem Sternchen bezeichneten Versuchsergebnisse wurden außer bei der jeweiligen Gruppe noch insgesamt in einer besonderen Zusammenstellung angeführt; diese Versuche erscheinen demnach zweimal, es ist jedoch dadurch ermöglicht, eine bessere Übersicht zu gewinnen. Ebenso schien es empfehlenswert, die Ergebnisse der Proben mit Spitzenlagerung und jener mit Spitzenlagerung und exzentrischer Belastung, außer bei den zugehörigen Gruppen, in gesonderte Zusammenstellungen aufzunehmen.

Gruppe I wurde in zwei Untergruppen Ia und Ib getrennt, nach der Verschiedenheit der Mischungsverhältnisse des verwendeten Betons usw.

Bei den mannigfachen Gesichtspunkten, von welchen aus man die Ergebnisse beurteilen muß, würden sich noch verschiedene andere Zusammenstellungen als zweckmäßig oder wünschenswert erweisen, doch würde, wenn man allen diesbezüglichen Gesichtspunkten Rechnung tragen wollte, der Umfang dieser Abhandlung zu groß werden und vielleicht an Übersichtlichkeit einbüßen.

Die Tabellen enthalten noch folgende Angaben: Die Nummer des durchgeführten Versuches, um verschiedene gleichbezeichnete Versuchskörper leichter auseinanderhalten zu können; die Bezeichnung des Versuchskörpers, den Tag der Herstellung und den Tag der Erprobung und das hieraus sich ergebende Alter des Versuchskörpers in Tagen; die Querschnittsform und Kopfform, das Mischungsverhältnis des Betons, die Höhe des Versuchskörpers und das Verhältnis dieser zur kleinsten Querschnittsabmessung, die Längs- und Querbewehrung, die Art der Belastung und Lagerung. Nun folgt die größte getragene Last (Bruchlast) und der bei dieser Belastung auf 1 cm^2 des Querschnittes (als aus einheitlichem Material bestehend, gerechnet) entfallende Druck; ferner die sich ergebende Maximaldurchbiegung in der Säulenmitte in Millimeter in der Biegungsebene und die auf die Senkrechte zu dieser Biegungsebene sich ergebenden normalen Abstände der äußersten Säulenkante, bezeichnet mit e , und des Schwerpunktes der am äußersten gelegenen Eisenbewehrung, bezeichnet mit e' .

Nun folgen die statischen Werte des Querschnittes und zwar: Gesamtquerschnitt (Beton mehr einfache Eisenfläche), Fläche der Längseisen, der bei Berechnung der Bruchspannungen in Betracht zu ziehende Wert „ n “ (als Verhältnis der Stauchungswerte des Eisens zu jenen des Betons im untersuchten Laststadium $\frac{E_e}{E_b} = „n“$) weiters die $(n-1)$ fache Eisenfläche, die sich ergebende ideelle Querschnittsfläche und die unter Zugrundelegung dieser Fläche und der Bruchlast sich ergebende Spannung.

Weiters sind noch die zur Berechnung der infolge Biegung sich ergebenden Zusatzspannungen nötigen Werte angegeben, das Trägheitsmoment, der Betonfläche (mehr einfacher Eisenfläche), das Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche und das ideelle Gesamtträgheitsmoment des Querschnittes; der Trägheitsradius und das Verhältnis der Säulenhöhe zum Trägheitsradius.

Sodann folgen die rechnungsmäßigen Betonspannungen beim Bruch $\frac{\text{max.}}{\text{min.}}$ und die Eisenbeanspruchung $\frac{\text{max.}}{\text{min.}}$; das Ergebnis der Kontrollwürfelproben, soweit solche vorgelegen, ist zum Schlusse beigefügt.

In der Rubrik Anmerkung sind die bei der Durchführung der Versuche etwa aufgetretenen besonderen Erscheinungen oder Umstände angeführt.

Bei Besprechung der einzelnen Gruppen sollen sodann alle jene Umstände hervorgehoben werden, deren Einfluß bei der Beurteilung in Rücksicht gezogen wurde.

Ein gruppenweises Zusammenfassen der Versuche schien auch aus dem Grunde zweckmäßig, weil bei dem verschiedenen Alter der Versuchskörper, der verschiedenen Bewehrungsart, Querschnittsform, Höhe, Mischungsverhältnis, Zementlieferung etc. sich zahlreiche Gesichtspunkte ergeben, welche eine gleichzeitige Übersicht über sämtliche Versuche als kaum möglich erscheinen lassen.

Verwertung der Versuchsergebnisse.

In erster Linie ist es die Bruchlast, welche unter Berücksichtigung des Alters, des Versuchskörpers, der Bewehrung und der anderen Nebenumstände gestattet, auf die Güte des Probekörpers einen Schluß zu ziehen, und würden diese Angaben wohl für die praktische Beurteilung eine genügende Grundlage abgeben, insbesondere für jene Fälle, in welchen die Ausbiegung der Säulen — wie fast bei allen Proben mit Flächenlagerung und geringer Höhe — eine geringe war; indessen ergibt eine eingehende Untersuchung auch für viele Fälle, welche anscheinend eine bedeutende Abweichung aufweisen, bei Berücksichtigung der Biegung eine sehr gute, in manchen Fällen sogar eine bemerkenswerte Übereinstimmung.

Es ist beinahe Regel, daß bei gleichartigen Versuchssäulen der kleineren Bruchlast eine größere Ausbiegung entspricht, so daß die errechneten Randspannungswerte für das Bruchstadium sich mehr nähern, während die Werte aus Bruchlast geteilt durch Querschnittsfläche weiter auseinander liegen.

Stauchungen und Stauchungswerte.

Da die beabsichtigten Untersuchungen über die Elastizität eines gleichartigen Betons, wie solcher zu den Versuchskörpern verwendet wurde, sowie Druckversuche mit Eisen von gleicher Beschaffenheit wie das verwendete zur Zeit noch nicht abgeschlossen sind, sollen inzwischen Ergebnisse aus den diesbezüglichen anderweitigen Versuchen herangezogen werden; die Abweichungen können bei Beton von gleichen Verhältnissen, wie Mischung, Zuschlagstoffen und Alter, nicht erhebliche sein.

Bei einer größeren Zahl der Versuche ist die eingetretene Zerstörung als eine Folge der Überwindung der Druckfestigkeit des Verbundkörpers und der hierbei auftretenden Begleiterscheinungen zu betrachten, weshalb in erster Linie für die Beurteilung der Proben das Verhalten eines Verbundkörpers bei großem Druck zur Grundlage zu nehmen ist. Selbstverständlich ist zunächst das Verhalten der einzelnen den Verbund bildenden Bestandteile, also das des Eisens und des Betons bei großen Druckbeanspruchungen in Erwägung zu ziehen.

In nachstehender Zusammenstellung sind die von Professor B. Kirsch in seiner Schrift „Studien über das Problem der Zerknickung“*) veröffentlichten Ergebnisse eines Druckversuches an einem Flußeisenzylinder wiedergegeben.

Man ersieht aus Zeile 2, daß bei einer Druckbeanspruchung von 2448 kg/cm^2 des ursprünglichen Querschnittes die Stauchung beim Zylinder „c“ bereits 2,0 v. H. der Höhe beträgt. (Tabelle Nr. 4).

Hiebei ist die Zunahme nach der Querrichtung (Dicke des Zylinders) bei einem ursprünglichen Zylinderdurchmesser von 20 mm , $0,5 \text{ mm}$, d. s. $2\frac{1}{2}$ v. H.

*) Separatabdruck aus den Mitteilungen des k. k. technologischen Gewerbemuseums in Wien, 1904, Heft 4.

Tabelle Nr. 4.
Druckversuche mit den zu Knickversuchen benützten
Rundeisenstäben.

Die Dicke der Versuchsstäbe (Zylinder) c und d betrug 20·0 mm,
ihre Höhe 40·0 mm.

Tonnen	Belastung in		Dicke in mm bei		Höhe in mm bei		Höhenabnahme bei c		Bemerkungen
	kg/mm^2	kg/cm^2	c	d	c	d	in mm	v. H. der Höhe	
	des jeweiligen Querschnittes	des ursprüngl. Querschnittes							
—	—	—	20·0	20·0	40·0	40·0	—	—	
7·7	24·9	2448	20·5	—	39·2	—	0·8	2·0	
8·2	26·1	2618	—	—	—	39·3	—	—	
9	25·7	2866	21·1	—	—	—	1·0	2·5	
10	28·6	3180	21·15	—	—	—	1·2	3·0	
11	31·2	3500	21·2	—	—	—	1·5	3·75	
12	33·3	3820	21·45	—	—	—	2·0	5·0	
13	35·8	4138	21·55	—	—	—	2·6	6·4	
14	37·8	4455	21·75	—	—	—	3·1	7·75	
15	39·5	4775	22·0	—	—	—	4·0	10·0	
16	41·3	5095	22·2	—	—	—	4·7	11·75	
17	42·8	5400	22·5	—	—	—	5·5	13·75	
18	44·1	5730	22·8	—	—	—	6·5	16·25	
19	45·3	6050	23·1	—	—	—	7·4	18·5	
20	46·5	6370	23·4	—	—	—	8·2	20·5	
21	47·2	6690	23·85	—	—	—	9·3	23·25	
22	47·8	7010	24·2	—	—	—	10·2	25·5	
23	48·8	7320	24·5	—	—	—	11·0	27·5	

Tabelle Nr. 5.

Druckversuch an einem Zylinder

aus Flußeisen von 4200 kg/cm^2 Festigkeit und 32 v. H. Dehnung — Druckfläche 10 cm^2 , Höhe 100 mm , Meßstrecke $l = 50 \text{ mm}$.

Versuch von Prof. Ludwik.

Belastung in		Zusammendrückung in mm auf		Bemerkungen.	
Tonnen	kg/cm^2 des ursprüngl. Querschnitts	50 mm	100 mm		
		Meßlänge			
2	200	—	—	<p>Bei der Belastung auf 70 Tonnen hatte sich die Meßlänge auf $(50 - 10 \cdot 3) = 39 \cdot 7 \text{ mm}$ verkürzt. Die Abbildungen 31—32 zeigen in $\frac{1}{2}$ natürlicher Größe die Form des Zylinders vor und nach der Probe.</p>	
29	2900	0·10	2·00		
Obere Quetschgrenze					
27	2700	0·10	2·00		
Untere Quetschgrenze					
30	3000	1·25	25·0		
35	3500	1·90	38·0		
40	4000	2·80	56·0		
45	4500	3·75	75·0		
50	5000	4·85	97·0		
55	5500	6·10	122·0		
60	6000	7·50	150·0		
65	6500	9·05	181·0		
70	7000	10·30	206·0		

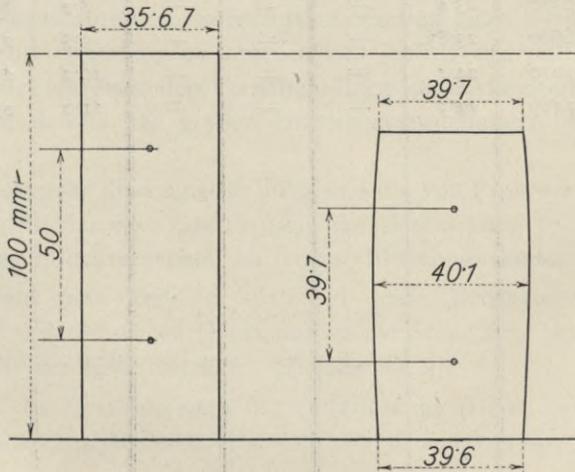


Abb. 31.

Abb. 32.

Diese Werte wachsen bei den höheren Laststufen in entsprechender Weise.

Die vorstehende „Tabelle Nr. 5“ gibt die Ergebnisse eines von Prof. Ludwig am techn.-mech. Laboratorium der Technischen Hochschule in Wien durchgeführten Druckversuches mit Flußeisen. Insbesondere wird auf die Größenverhältnisse der Abb. 31 und Abb. 32 verwiesen.

Hiernach beträgt die Verkürzung des auf Druck geprobten Flußeisen-Zylinders bei einer Gesamtlast von 29 Tonnen (Querschnitt 10 cm^2 , abzüglich der Anfangslast von 2 t, sonach für 27 t), 2 mm auf 100 cm Meßlänge (für 2700 kg/cm^2 Spannung). Dieser Verkürzung entspricht bei sehr gutem Beton von etwa dreimonatlichem Alter und Mischung 1 : 3 eine Druckbeanspruchung von etwa 270 bis 300 kg/cm^2 , und erreicht nach den bisher bekannten Versuchsergebnissen die Stauchung des nicht bewehrten Betons ihren Maximalwert mit etwa 2.5 bis 3.0 mm auf 100 cm Meßlänge.

Betrachtet man einen Verbundkörper, in diesem Falle die zur Erprobung kommende Säule, so ist klar, daß die Länge dieser Säule bei einem auf dieselbe ausgeübten zentrischen, gleichmäßigen Druck sich vollkommen gleichmäßig verkürzen wird. Bei einigen Proben trat dieser Fall tatsächlich ein, indem keine oder keine nennenswerte Ausbiegung der Säule sich ergab (siehe die Proben Nr. 35, 37, 42 etc.) Seite 98, Tabelle 12 u. Seite 113, Tabelle 14.

Diese Verkürzung beim gleichmäßigen Druck machen in gleicher Weise der Beton und das Eisen mit; man ist also in der Lage, wenn man diese Verkürzungen bei den einzelnen Laststufen erhoben hat und wenn weiters das Stauchungsmaß eines der beiden Körper Beton oder Eisen bekannt ist, den auf den anderen Körper entfallenden Anteil an der Lastaufnahme zu berechnen.

Da im vorliegenden Falle jedoch die Verkürzungen der Probesäulen nicht festgestellt wurden, ist eine Berechnung näherungsweise nur dann ermöglicht, wenn die Stauchungswerte der beiden Körper bekannt sind.

Da auch diese nicht direkt gemessen werden konnten, genügt es wohl, für eine näherungsweise Berechnung die bekannten Ergebnisse anderweitiger Versuche zu benützen, wenn nur die übrigen Begleitumstände bezüglich Qualität beim Eisen und beim Beton bezüglich Alter, Mischungsverhältnis und Zuschlagstoffe die gleichen oder annähernd gleichen sind.

Übertragungswert.

Nach der allgemeinen Übung sowie nach den meisten Verordnungen und Bestimmungen ist der Wert $n = \frac{E_e}{E_b}$ mit 15 festgesetzt und wird sowohl für Biegung als auch für Druck zur Anwendung gebracht. Dieser Wert dürfte, wie auf Grund von Biegeproben festgestellt erscheint, bei einem Alter des Betons von 28 bis 35 Tagen zutreffen.

Anders liegen jedoch die Verhältnisse im vorliegenden Falle. Hier wurden die Probekörper der Hauptsache nach gedrückt und zwar bis zur Erschöpfung des Druckwiderstandes, wobei nicht übersehen werden darf, daß die Stauchungswerte sowohl von Eisen als auch von Beton bei höherer Belastung sich von Laststufe zu Laststufe in einem anderen Verhältnis ändern bzw. wachsen.

In Abb. 33 sind z. B. die Stauchungswerte für 3 Versuche mit Flußeisen und die Stauchungswerte für einen Betonkörper von Mischung 1 : 3 und 90 Tage Alter (Donausand) zur Darstellung gebracht.

Die Stauchungskurve des Betonkörpers wurde aus verschiedenen derartigen Versuchen als „passendste“ bezüglich Gleichwertigkeit des Mischungsverhältnisses des Alters und der Zuschlagstoffe gewählt.

Auf der Abszissenachse sind die Druckkräfte (Druckspannungen), auf den zugehörigen Ordinaten die Stauchungswerte für die in Betracht gezogenen Körper bei der betreffenden Laststufe dargestellt.

Die Druckbeanspruchungen für Beton sind von 10 zu 10 kg/cm^2 auf der Abszissenachse aufgetragen und in den Teilpunkten ist der dieser Beanspruchung entsprechende Stauchungswert in einem bestimmten Maßstabe ersichtlich gemacht.

In gleicher Weise sind die Stauchungswerte für Eisen zur Darstellung gebracht, so zwar, daß der Maßstab für die Stauchungswerte für Beton und Eisen gleich ist. Um jedoch die Zeichnung nicht übermäßig lang zu erhalten, wurde der Wert für die Belastungen auf der Abszissenachse so gewählt, daß einem Belastungswert für Beton der zehnfache Belastungswert für Eisen entspricht; es wurde also bei einer Belastung von 120 kg/cm^2 auf der Abszissenachse bei 120 der Stauchungswert des Betons für diese Laststufe aufgetragen, während in demselben Punkt der Abszissenachse gleichzeitig der entsprechende Stauchungswert des Eisens für 1200 kg/cm^2 Druck zur Darstellung gelangt.

Die Kurve der Stauchungen für Beton (Mischung 1:3, Alter 90 Tage) reicht bis 340 kg/cm^2 , für Eisen (1) bis etwa 2700 kg/cm^2 .

Aus dem Verlaufe dieser Kurven ist zu entnehmen, daß: sobald die Zusammendrückung des Eisens einen gewissen Wert überschritten hat, das Eisen bei höheren Stauchungen in der gepreßten Säule keine wesentlichen Lasten mehr zu tragen vermag, d. h. daß nach Erreichung eines gewissen Wertes die weitere Lastaufnahme fast ausschließlich dem Beton zukommt.

Auf Grund der ermittelten Stauchungswerte ergibt sich nachstehende Tabelle, in welcher der Übertragungswert für die einzelnen Laststufen festgelegt ist. Diese Tabelle wurde in folgender Weise ermittelt. (Tabelle Nr. 6.)

Führt man in den Endpunkten der Ordinaten der Stauchungskurve Parallele zur Abszissenachse, so schneiden diese die Druckkurven des Eisens und es kann, wenn man in diesen Schnittpunkten wieder die Ordinaten auf die Abszisse zieht, die zugehörige Spannung für das betreffende Eisen bei gleicher Stauchung entnommen werden.

In Abb. 33 ist dies für den Spannungszustand von 130 kg/cm^2 des Betons ersichtlich gemacht; in Tabelle 6 sind die diesen Spannungswerten entsprechenden

kg/cm²

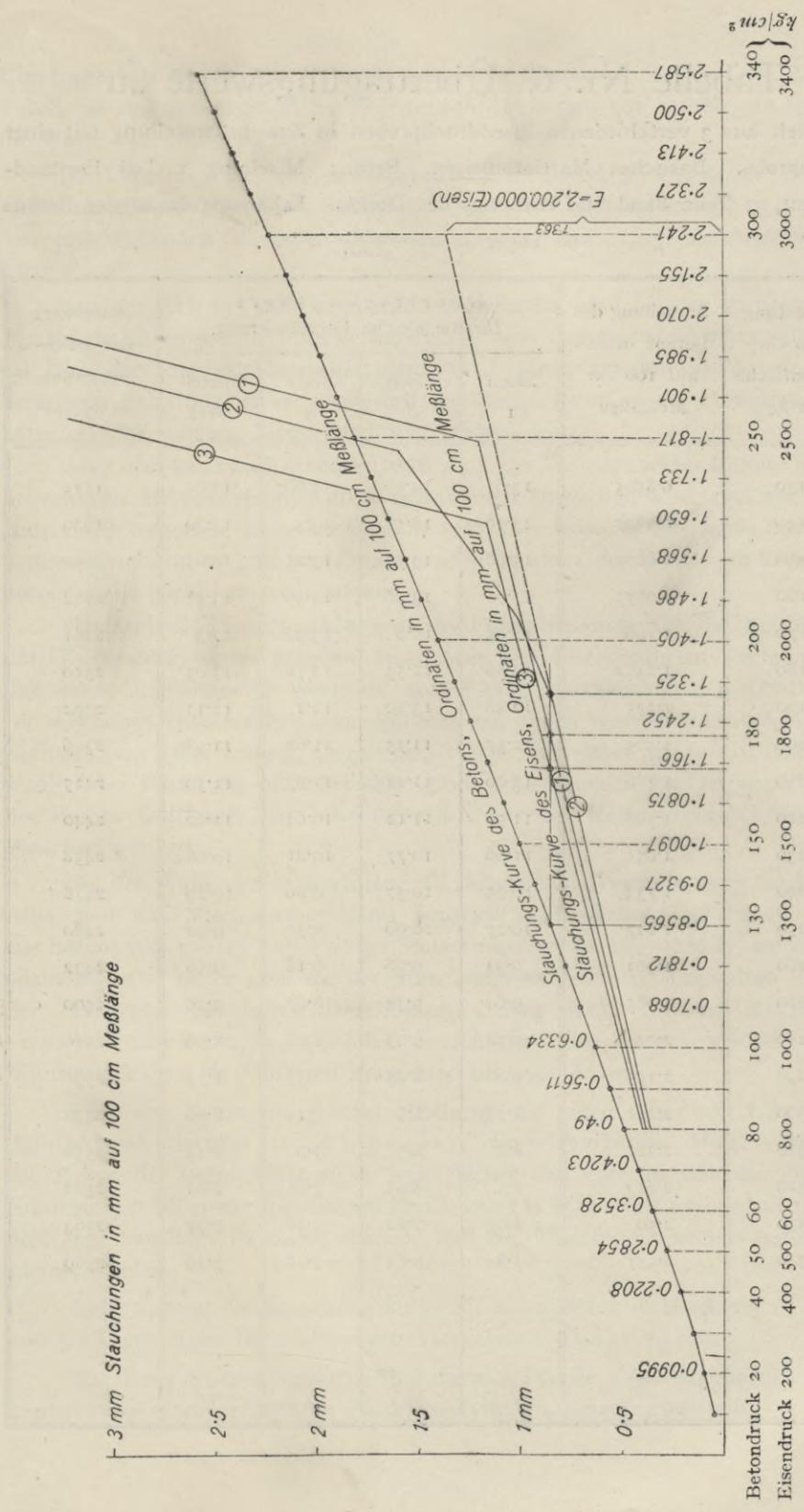


Abb. 33.

Tabelle Nr. 6. Übertragungswerte „n“

ermittelt aus 3 verschiedenen Eisendruckproben in Zusammenstellung mit einer Betonprobe. Basisches Martinflußeisen. Beton: Mischung 1 Teil Portland-Zement, 3 Teile Sand und Kies aus der Donau. Erhärtungsdauer des Betons

$$90 \text{ Tage. } \varepsilon = \frac{1}{315000} \sigma^{1.15}.$$

Belastung pro cm^2 Betonfläche in kg	Stauchung des Betons in mm auf 100 cm Meßlänge	Übertragungswert für die gleiche Formänderung				Mittelwert der Eisen- spannung in kg/cm^2
		Eisen 1	Eisen 2	Eisen 3	Mittel- wert	
130	0.8565	13.6	14.40	13.00	13.65	1775
140	0.9327	13.70	14.1	13.3	13.70	1920
150	1.0097	13.76	13.75	13.25	13.65	2050
160	1.0875	13.98	13.26	13.36	13.51	2162
170	1.166	14.05	12.9	13.94	13.3	2261
180	1.2452	13.86	12.55	12.76	13.05	2350
190	1.325	12.48	13.20	12.1	12.15	2372
200	1.405	12.57	11.75	11.62	11.98	2396
210	1.486	12.00	11.44	11.07	11.50	2415
220	1.568	11.50	11.12	10.64	11.09	2440
230	1.65	11.06	10.77	10.21	10.68	2458
240	1.733	10.65	10.37	9.86	10.29	2478
250	1.817	10.27	10.00	9.50	9.92	2480
260	1.901	9.94	9.66	9.18	9.59	2492
270	1.985	9.60	9.33	8.87	9.26	2500
280	2.07	9.28	9.03	8.58	8.96	2510
290	2.155	9.00	8.85	8.34	8.73	2530
300	2.241	8.78	8.5	8.1	8.46	2538
310	2.327	8.5	8.3	7.9	8.23	2550
320	2.413	8.3	8.05	7.68	8.01	2562
330	2.50	8.05	7.82	7.46	7.77	2563
340	2.587	7.84	7.65	7.28	7.59	2580

Übertragungswerte für die 3 in Betracht gezogenen Eisensorten eingetragen. Diese Tabelle ist zusammengestellt für Belastungen des Betons von 130 bis 340 kg/cm^2 für Werte von 10 zu 10 kg/cm^2 .

Die Übertragungswerte „ n “ ergeben sich im Mittel bei 130 kg/cm^2 Betonspannung mit 13,65 und am Schluß bei 340 kg/cm^2 Betonspannung mit 7,59, die entsprechenden mittleren Eisenspannungen mit 1775 beziehungsweise 2580 kg/cm^2 .

Aus der Abb. 33 kann man sofort entnehmen, daß bei der vorliegenden Betonsorte Eisenpressungen im Verbundkörper von 3000 kg/cm^2 oder gar darüber, ein Ding der Unmöglichkeit sind, denn die Deformation des Eisens bei einer derartigen Belastung ist so groß, daß der Beton, wenn er die Formänderung hätte erleiden müssen, längst zerdrückt worden wäre.

Aber man kann auch erkennen, daß, da ja der Verlauf anderer Beton-Druckkurven von der gezeichneten nicht beträchtlich abweichen wird, daß auch bei anderen Betonsorten Eisendruckspannungen über 3000 kg/cm^2 nach den bisherigen Erfahrungen über die Zusammendrückbarkeit des Betons im Verbundkörper nicht leicht eintreten können.

Hiernach sind somit schon genügend Anhaltspunkte für die Festlegung des Übertragungswertes gegeben und zeigen die durchgeführten Rechnungen, daß die so angewendeten Werte die größte Wahrscheinlichkeit der Richtigkeit für sich haben, insbesondere aber, daß man mit diesen Werten den tatsächlichen Verhältnissen näher kommt, als mit dem Werte 15, welcher nur für die Anfangsstadien der Belastung oder bei sehr großen Belastungen bei geringem Alter des Betons Gültigkeit hat und eigentlich nur ein Rechnungswert für stat. Berechnungen ist.

Bei der Wahl des in Rechnung zu nehmenden Wertes n muß auch das Alter und das Mischungsverhältnis berücksichtigt werden; bei einem Alter des Betons von 40—45 Tagen ist der Stauchungswert bei 260—280 kg/cm^2 Betonspannung etwa gleich groß wie der Stauchungswert eines 90 Tage alten Betons bei etwa 320—340 kg/cm^2 Druckbeanspruchung (bei gleichem Mischungsverhältnis) und betragen die solchen Stauchungswerten entsprechenden Druckbeanspruchungen im Flußeisen etwa 2200 bis 2700 kg/cm^2 .

Für einen Beton von gleicher Mischung und einem Alter von viereinhalb Jahren und darüber (v. Emperger, Forscherarbeiten Heft VIII) ist die Kurve der Betonstauchungen weit flacher und ergeben sich die größten Stauchungen bei einem spezifischen Druck von 181 kg/cm^2 mit 0,5 mm auf 100 cm Meßlänge, weshalb in einem solchen Fall die Übertragungswerte bedeutend kleiner werden.

Abb. 34 zeigt die Stauchungskurve für einen Beton in Mischung 1:3 und von 30 Tagen Alter (Ergebnisse von Versuchen *C o n s i d é r e s*).

Mit dieser Stauchungskurve sind die aus Tabelle 5 sich ergebenden Stauchungswerte eines gedrückten Flußeisen-Zylinders zusammengestellt.

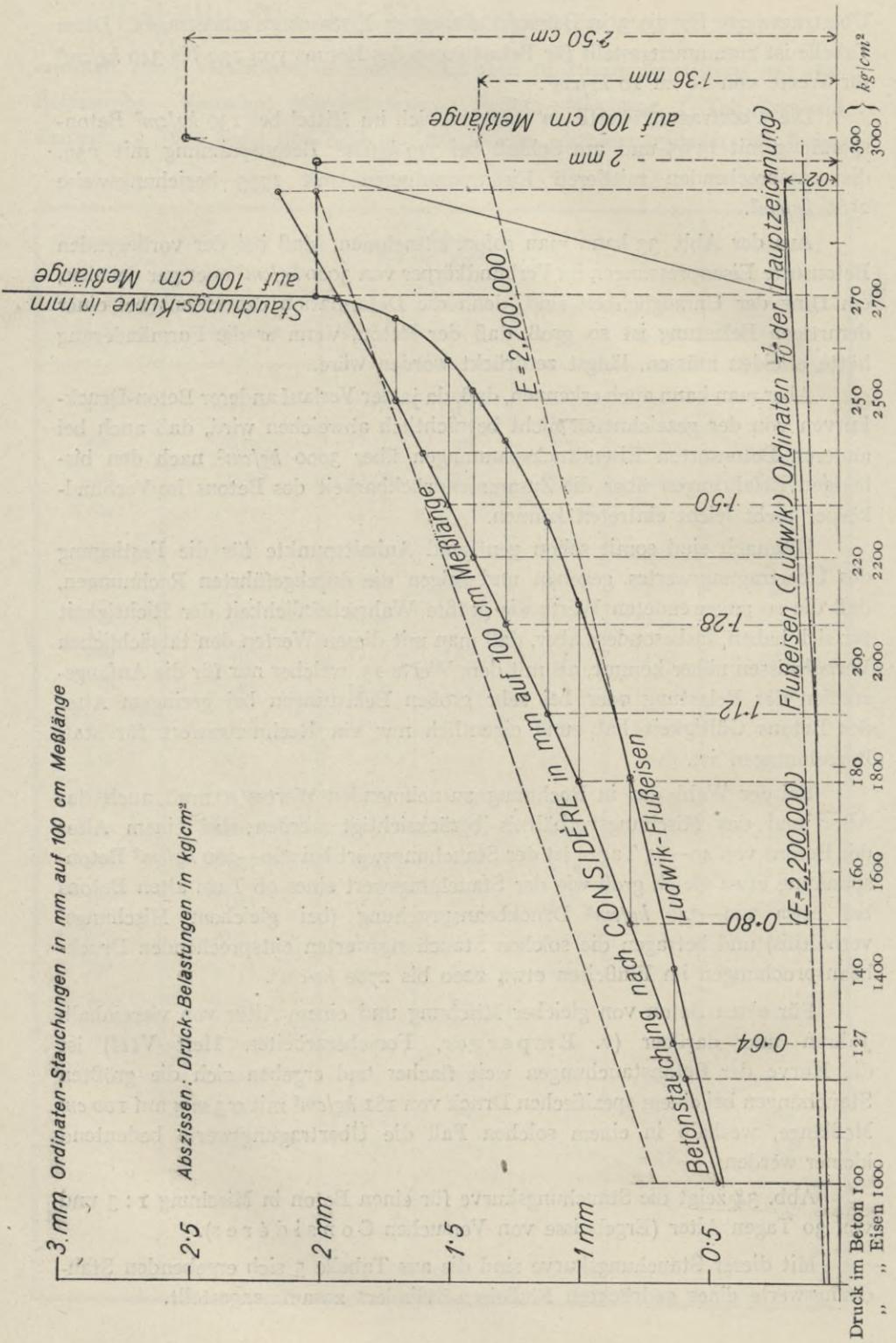
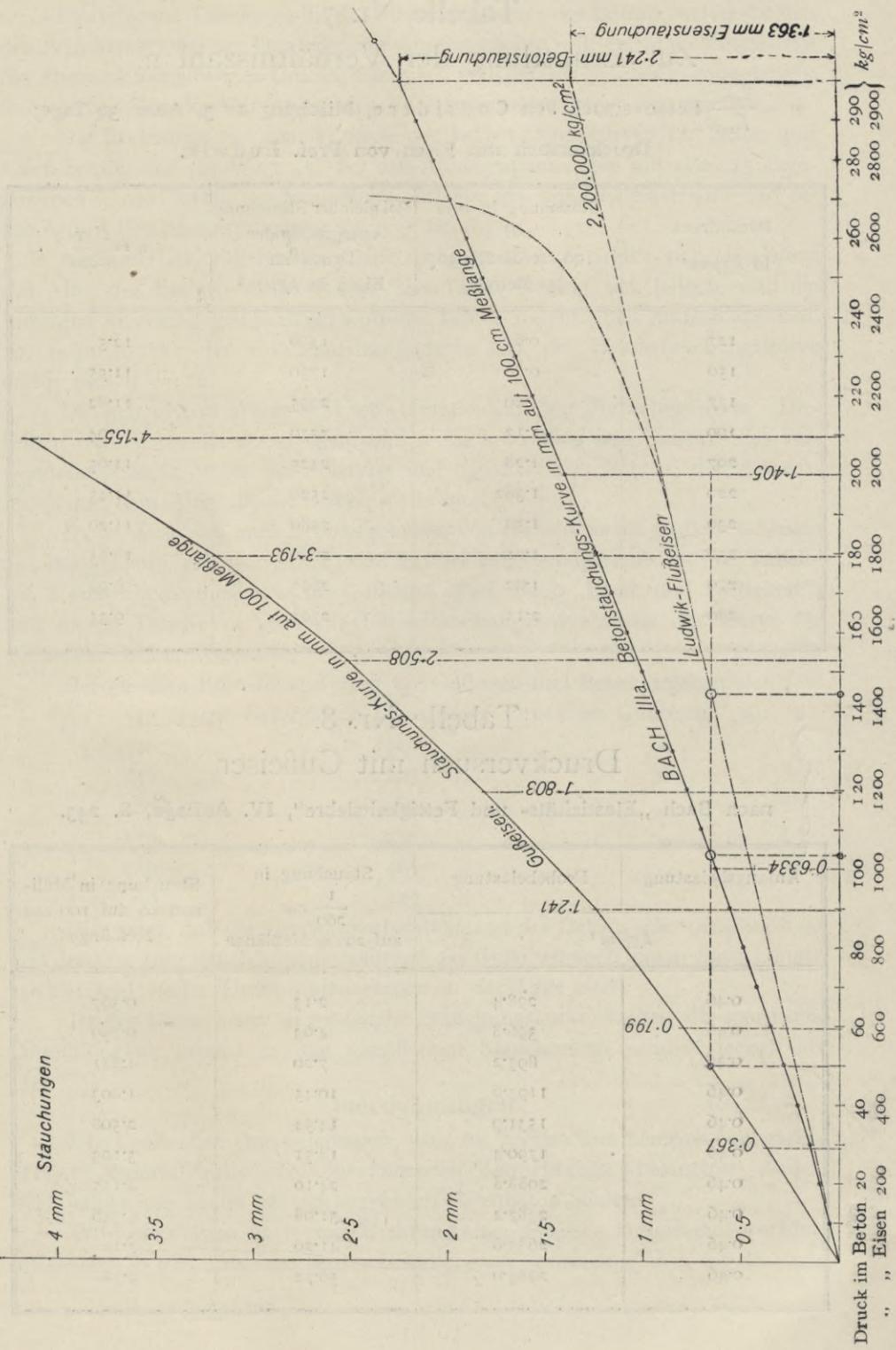


Abb. 34.



35.

Druck im Beton 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 2900 } kg/cm^2
 „ „ Eisen 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 2000 2200 2400 2600 2800 2900 } kg/cm^2

Stauchungen

4 mm

3.5

3 mm

2.5

2 mm

1.5

1 mm

0.367

0.799

1.241

1.803

2.508

3.193

4.155

Stauchungs-Kurve in mm auf 100 Meßlänge

Betonstauchungs-Kurve in mm auf 100 cm Meßlänge

Ludwik-Flußbeisen

BACH IIIa

2.241 mm Betonstauchung

1.363 mm Eisenstauchung

2.200.000 kg/cm^2

Tabelle Nr. 7.
Zur Ermittlung der Verhältniszahl n .

$n = \frac{E_{eis}}{E_{bet}}$ Betonversuch von Considère, Mischung 1:3, Alter 30 Tage;
Druckversuch mit Eisen von Prof. Ludwik.

Betondruck in kg/cm^2	Stauchung in mm auf 100 cm Meßlänge des Betons	Bei gleicher Stauchung entsprechender Druck im Eisen in kg/cm^2	$n = \frac{E_{Eis}}{E_{Bet}}$
127	0·64	1390	12·5
150	0·80	1750	11·55
177	1·00	2095	11·82
190	1·12	2270	11·94
207	1·28	2425	11·65
220	1·362	2520	11·45
230	1·50	2580	11·20
250	1·71	2660	10·65
270	1·92	2695	9·97
290	2·15	2705	9·35

Tabelle Nr. 8.
Druckversuch mit Gußeisen

nach Bach „Elastizitäts- und Festigkeitslehre“, IV. Auflage, S. 243.

Anfangsbelastung	Probebelastung	Stauchung in $\frac{1}{200}$ cm auf 29 cm Meßlänge	Stauchung in Milli- metern auf 100 cm Meßlänge
kg/cm^2			
0·46	298·4	2·13	0·367
0·46	596·8	4·63	0·799
0·46	895·2	7·20	1·241
0·46	1193·6	10·45	1·803
0·46	1531·9	14·54	2·508
0·46	1790·4	18·51	3·193
0·46	2088·8	24·10	4·155
0·46	2387·2	31·08	5·346
0·46	2685·6	41·20	7·12
0·46	2984·0	56·72	9·78

Die folgende Tabelle 7 gibt die Stauchungswerte des Betons, weiter die aus den Schnittpunkten der Parallelen zur Abszissenachse mit der Stauchungskurve des Eisens sich ergebenden Druckspannungen im Eisen bei gleicher Formänderung und endlich den Verhältniswert der Formänderungen bzw. Spannungen.

Die Ergebnisse aus dem Verlaufe der beiden Druckkurven für Beton und Eisen zeigen, daß der Wert „ n “ bei den Anfangsspannungen mit etwa 15 angenommen werden kann, bei den höheren Belastungen immer kleiner wird und bei 290 kg/cm^2 Betonbeanspruchung auf 9,35 herabgeht.

Aus der Gegenüberstellung der Abb. 33 und 34 ergibt sich, inwiefern das Alter des Betons den Wert „ n “ beeinflußt; es zeigt sich jedoch, daß die sonstigen Abweichungen geringer sind und keinen wesentlichen Einfluß ausüben. Im Schnittpunkt der Eisenstauchungskurve mit der Betonstauchungskurve ergibt sich $n = 10$.

Die gefundenen Werte sind selbstverständlich nur Näherungswerte. Dieselben werden jeweils verschieden sein, je nach Gattung und Qualität des verwendeten Eisens, sowie der Gattung und Qualität des Betons, der Zementmischung, dem Alter, dem Zuschlagstoffe usw.

Da im Anschluß auch Probeergebnisse von einbetonierten Gußeisen-Säulen zur Besprechung gelangen sollen, sind auf der beifolgenden Abb. 35 und Tabelle Nr. 8 eine Stauchungskurve für Gußeisen (Prof. Bach „Elast. und Festigkeit“) und die in Tabelle 15 gegebene Betonstauchungskurve sowie die Kurve für Flußeisen zusammengestellt.

Bei gleichen Stauchungswerten für Gußeisen und Beton ergeben sich für:

340 kg/cm^2 Betondruck	1560 kg/cm^2 Druck im Gußeisen
300 „ „	1400 „ „ „ „
250 „ „	1205 „ „ „ „
200 „ „	980 „ „ „ „
150 „ „	730 „ „ „ „
100 „ „	485 „ „ „ „
50 „ „	225 „ „ „ „

Dies zeigt, daß die Druckaufnahmefähigkeit des Betons schon erschöpft ist und derselbe zum Bruch kommt, während das Gußeisen noch immer Stauchungen erleidet und weiter Druck aufzunehmen in der Lage ist.*)

Ist der Beton älter, so wird seine Stauchungskurve flacher, die spezifische Druckfähigkeit nimmt zu, die spezifischen Stauchungen nehmen jedoch ab.

Querdehnungen.

Die Größe der Querdehnungen wäre für Säulen aus homogenem, gleichartigem Material hinsichtlich der folgenden Betrachtungen belanglos. Anders liegt jedoch die Sache bei den erprobten Eisenbeton-Säulen.

Wird ein Prisma nach einer Richtung einer gewissen Druckbeanspruchung ausgesetzt, so tritt außer der bereits besprochenen Verkürzung nach der Richtung

*) Siehe auch Anhang.

der Druckkraft quer zu dieser eine Vergrößerung des Querschnittes auf, und wird das Verhältnis der beiden Formänderungen zu einander durch die sogenannte „Poissonsche Zahl“ zum Ausdruck gebracht.

Bezeichnet σ die Druckspannung, ϵ den Elastizitätsmodul und Δl die Stauchung für die Längeneinheit, so gilt die Beziehung $\Delta l = \frac{\sigma}{\epsilon}$.

Diese Werte sind für Eisen innerhalb der Proportionalitätsgrenze linear veränderlich.

Ist „ m “ die Poissonsche Zahl und Δl_1 die Querdehnung, so gilt:

$$\Delta l_1 = \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{\sigma}{\epsilon} \right).$$

In den Tabellen Nr. 4 und 5 (Druckversuche mit Flußeisen) sind die einer jeweiligen Druckbeanspruchung entsprechenden Querdehnungen angegeben.

Die Poissonsche Zahl kann für Flußeisen (Handelsware) mit $m = 3$ bis $m = 4$ angenommen werden; für das zu den Säulenversuchen verwendete Eisen wird als Mittelwert $\frac{1}{m} = \frac{3}{10}$ gesetzt. Für Eisen sind die Verhältnisse sonach klar.

Bezüglich des Betons gehen die bezüglichen Angaben teilweise recht weit auseinander.

Nach den Versuchen, welche der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ durchgeführt hat, wäre nach Serie I... $m = 6$ bis 7, nach Serie II... $m = 2.5$ bis 3 zu setzen.*)

Druckbeanspruchung des Eisens im Verbundkörper.

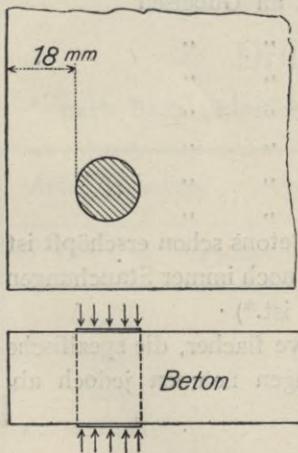


Abb. 36.

Abb. 36 stelle das Stück eines Verbundkörpers dar; denkt man sich die Eiseneinlagen an beiden Enden um ein geringes vorstehend, und wird nun diese Eiseneinlage durch eine entsprechend große Druckkraft angegriffen, so wird der Beton zunächst keine anderen Spannungen aufzunehmen haben als jene, welche an der Einbettungsstelle des Eisens infolge der Verkürzung des Eisenstabes entstehen. Das Eisen wird einen Teil der aufgenommenen Druckkraft auf den Beton zu übertragen suchen und den Beton zur Mitarbeit heranziehen, infolgedessen im Beton nächst der Einbettungsstelle Druck, Biegungs- und Scherspannungen etc. entstehen werden. Die-

*) Während der Drucklegung ersehe ich aus dem „Bulletin of the University of Wisconsin Nr. 466 by Morton Owen Withey C. E.“, daß bei einer Reihe von Versuchen, welche mit bewehrten und unbewehrten Säulen vorgenommen wurden, für letztere bei $\frac{1}{4}$ der Bruchlast der Poissonsche Wert $\frac{1}{m} = \frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{8}$ gesetzt werden dürfte, eine neuerliche Stütze für die von mir ausgesprochene Behauptung bezüglich der Ursache des Bruches von Verbundkörpern.

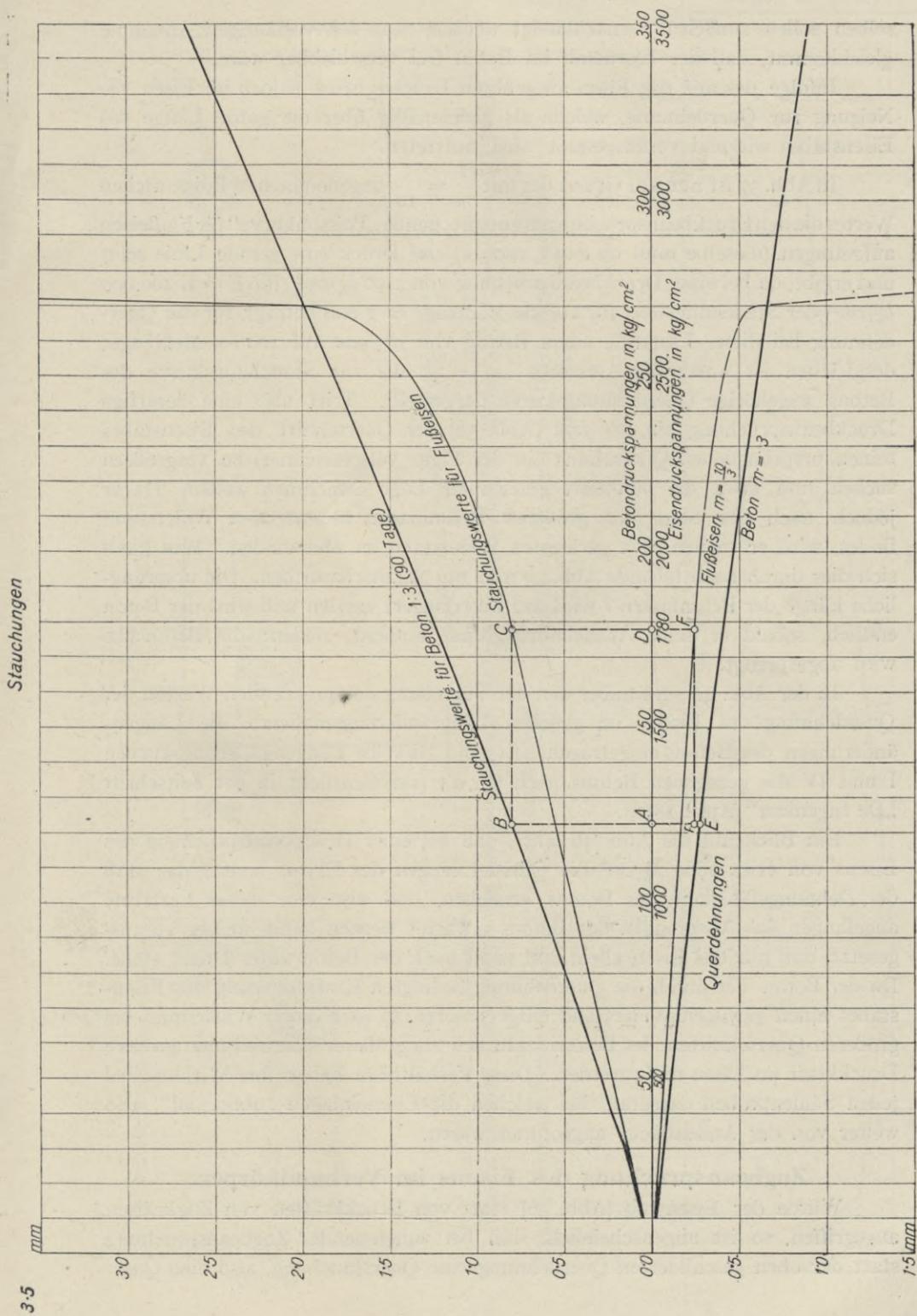


Abb. 37.

Querdehnungen

selben sollen zunächst vernachlässigt werden, was der vorläufigen Annahme gleichkommt, daß der Eisenstab im Beton frei verschiebbar wäre.

Infolge des auf das Eisen ausgeübten Druckes wird jedoch im Eisen die Neigung zur Querdehnung, welche als gleichmäßig über die ganze Länge des Eisenstabes wirkend vorausgesetzt wird, auftreten.

In Abb. 37 ist nun auf Grund des mit $\frac{1}{m} = \frac{3}{10}$ angenommenen Poissonschen Wertes die den Druckbeanspruchungen entsprechende „Poissonkurve“ für Flußeisen aufgetragen (dieselbe muß bis etwa 1600 kg/cm^2 Druck eine gerade Linie sein) und ergibt, da bei einer Druckbeanspruchung von 2200 kg/cm^2 (für $E = 2, 200.000 \text{ kg/cm}^2$) der Stauchungswert für 100 cm Meßlänge = 1 mm beträgt, für die Querdehnung bei dieser Laststufe einen Betrag von $0,3 \text{ mm}$ auf 100 cm Meßlänge; desgleichen ist unter der Annahme „ $m = 3$ “ die zur Stauchungskurve des Betons zugehörige Querdehnungskurve dargestellt. Tritt also eine derartige Druckbeanspruchung ein, so wird (Abb. 38) der Querschnitt des Eisenstabes seinen ursprünglichen Querschnitt (in der Figur vollgezeichnet) zu vergrößern suchen und etwa die punktiert gezeichnete Lage einnehmen wollen. Da er jedoch nach der Seite der größeren Betonmasse bedeutenden Widerstand findet, wird er suchen, den geringsten Widerstand zu überwinden. Man kann sich dies durch nachstehende Abb. 39 und 39a veranschaulichen. Die ursprüngliche Länge der Betonfasern l wird auf l' verlängert werden und wird der Beton endlich, sobald er seine Ausdehnungsgrenze erreicht, reißen: die Betonecke wird abgesprengt.

In der Abb. 40 sind außer den der Stauchung entsprechenden Werten der Querdehnung des Eisens im gleichen Längenänderungsmaßstab die Längenänderungen des Betons eingetragen. Es sind dies die Längenänderungskurven I und IV des gezogenen Betons nach Gr u t (veröffentlicht in der Zeitschrift „De Ingenieur“ April 1898).

Ein Blick auf die Abb. 40 lehrt, daß bei einer Druckbeanspruchung des Eisens von etwa 1800 kg/cm^2 die Querdehnungen des Eisens bereits das Maß der Dehnungsfähigkeit des Betons erreichen, daß also von dieser Laststufe angefangen das Absprengen des Betons erwartet werden kann, immer vorausgesetzt, daß nur das Eisen allein und nicht auch der Beton unter Druck stehe. Da der Beton der durch die Querdehnung bedingten Kraftäußerung des Eisenstabes einen gewissen Widerstand entgegensetzt, so wird dieser Widerstand bei größeren Querschnitten des Betons natürlich ein größerer sein und eine größere Druckkraft im Eisen nötig werden. Diese Verhältnisse haben ihre Wirkung bei jenen Säulenproben dargetan, bei welchen die Eiseneinlagen „abnormal“, also weiter von der Außenfläche angeordnet waren.

Zugbeanspruchung des Eisens im Verbundkörper.

Würde der Eisenstab (Abb. 36) statt von Druckkräften von Zugkräften angegriffen, so ist augenscheinlich, daß bei zunehmender Zugbeanspruchung statt der oben geschilderten Querdehnung eine Querstauchung, also eine Quer-

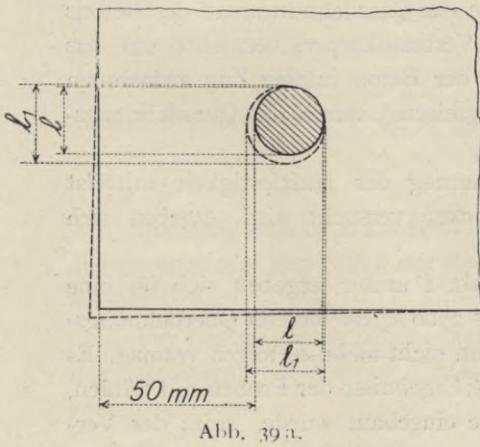


Abb. 39 a.

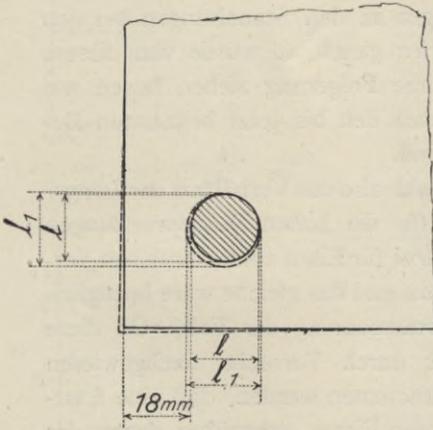


Abb. 39.

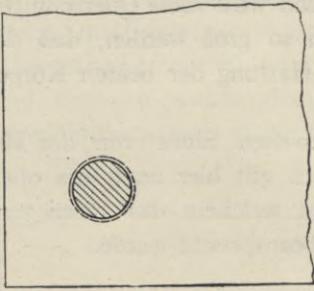


Abb. 38.

Gegenüberstellung von Verlängerungen des Betons infolge Zug und Verlängerungen des Betons infolge Querdehnung bei Druck.

0.4 mm auf 100 Meßlänge

Dehnungswerte des Betons bei Zug

Grut I



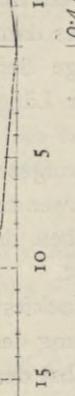
Querdehnung des Betons bei Druck, unter Annahme $m = 3$

(Bach IIIa)

Querdehnung

0.4 mm auf 10 cm Meßlänge

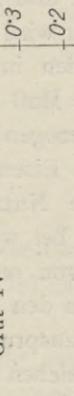
Grut IV



Druck im Beton

0.4 mm auf 10 cm Meßlänge

Grut IV



Grut I

Zug im Beton

Abb. 40.

schnittsverminderung des Eisenstabes stattfindet, und wird diese Querschnittsverminderung bei hohen Beanspruchungen endlich so groß werden, daß der Eisenstab sich vom Beton loslöst und sonach die Haftung der beiden Körper aneinander aufgehoben wird.

Die Haftfestigkeit ist demnach in einem gewissen Sinne von der Beanspruchung des Eisens abhängig; selbstverständlich gilt hier auch die oben gemachte Voraussetzung, daß der Betonkörper, in welchem das Eisen eingebettet ist, durch äußere Kräfte vorläufig nicht beansprucht werde.

Druckbeanspruchung im Verbundkörper.

Nicht so einfach, aber immerhin ähnlich liegen die Verhältnisse bei einem gleichmäßig gedrückten Verbundkörper, bei welchem nicht nur das Eisen, sondern auch der Beton, also der ganze Verbundkörper unter Druck steht; in diesem Falle wird auch im Beton infolge des Druckes eine Querdehnung auftreten.

Wären die Verhältnisse der Querdehnungen zu den Stauchungen bei den verschiedenen Lastangriffen in beiden Baustoffen gleich, so würde von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet, sich keine andere Folgerung ziehen lassen wie für einen einheitlichen Stoff. Dies ist aber nach den bis jetzt bekannten Beziehungen nur für kleinere Laststufen zutreffend.

Unter der Annahme, daß die Poissonsche Zahl, also das Verhältnis der Längsdehnung zur Querdehnung bei Druck, auch für die hohen Beanspruchungen gleich bleibt, ist anzunehmen, daß die Poissonkurve für Eisen einen ähnlichen Verlauf nehmen dürfte wie die Druckkurve des Eisens und das gleiche wäre bezüglich der Kurve für Beton unter der analogen Voraussetzung der Fall. Ob diese Annahme richtig ist, müßte allerdings erst durch Versuche nachgewiesen werden. Es kann aber als ziemlich sicher angenommen werden, daß eine Laststufe eintritt, in welcher die Querdehnungen des Eisens gegenüber denen des Betons unverhältnismäßig wachsen, genau so wie beim Druck die Stauchungen wachsen, und so ein Zustand eintritt, in welchem der Beton abgesprengt wird, und zwar wird dies dann der Fall sein, wenn das Querdehnungsmaß des Betons (entstanden infolge des Druckes auf den Verbundkörper) vermehrt um das mögliche Maß der Längenänderung, welche der Beton infolge Zug aufnehmen kann (bezogen auf die Dicke des Bewehrungseisens), durch das Querdehnungsmaß des Eisens aufgezehrt ist.

Die Nutzenanwendung bei der Bestimmung der Haftfestigkeit mittelst Proben, bei welchen das Eisen durchzudrücken versucht wird, ergeben sich hieraus von selbst.

Aus den Druckfestigkeitsversuchen, Tab. 1 und 2, ergeben sich für eine Druckbeanspruchung des Eisens von 2400 bis 2700 kg/cm^2 bereits Querdehnungswerte, welchen selbst der geschmeidigste Beton nicht mehr zu folgen vermag. Es zeigen daher, wie oben auseinandergesetzt, die Ergebnisse der Proben mit Säulen, bei welchem das Eisen in abnormaler Lage eingebaut wurde, trotz der Ver-

minderung der Fähigkeit, Biegungsspannungen aufzunehmen, keine schlechteren Werte, im Gegenteil sogar etwas bessere, weil das Eisen bei der versuchten Querdehnung mehr Widerstand findet, die Zusatzspannungen für dasselbe kleinere sind, als wenn es näher dem Rand eingebaut wäre, und es demnach noch länger Druck aufzunehmen in der Lage ist.

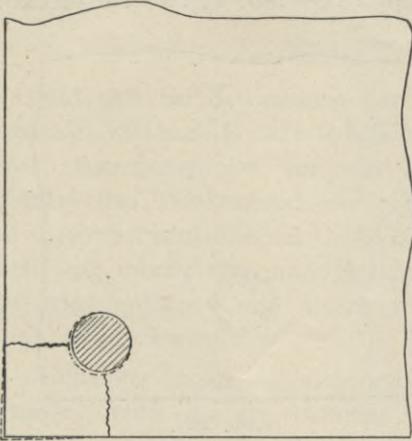


Abb. 40 a.

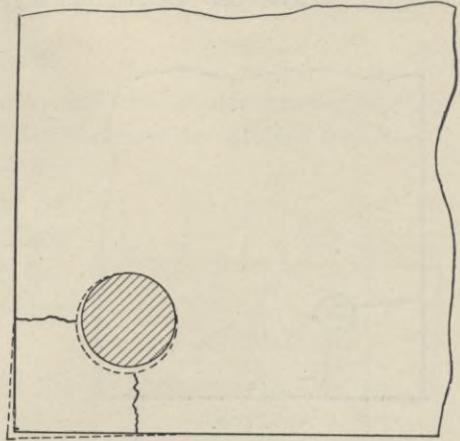


Abb. 40 b

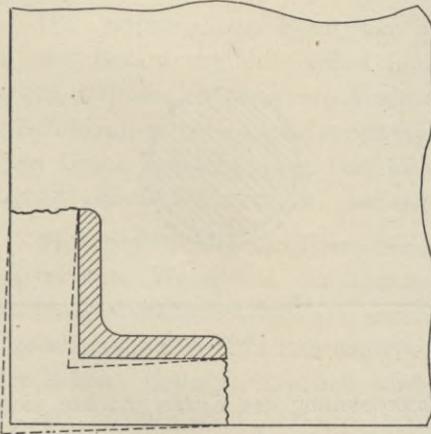


Abb. 40 c

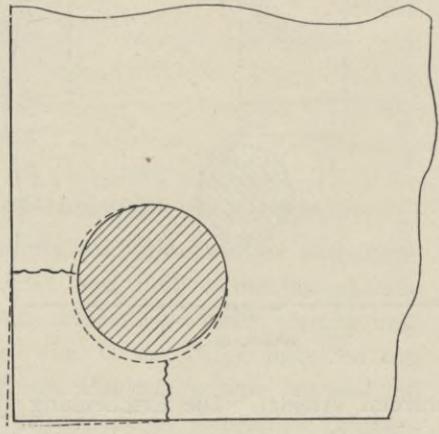


Abb. 40 d.

In einem derartigen Laststadium wird also zunächst die äußere Betonkante abgesprengt und der Anlaß zur Zerstörung und Auflösung des Verbundkörpers ist gegeben.

Der Beginn dieses Zerstörungsvorganges wird meiner Ansicht nach durch das „Knistern“, welches in den Belastungsprotokollen jeweils verzeichnet ist, gekennzeichnet.

Aus der Betrachtung dieser Verhältnisse geht unzweifelhaft hervor, daß das Längseisen, sobald dasselbe im Verbundkörper über $2400\text{--}2800\text{ kg/cm}^2$ gepreßt ist, den Verbundkörper zerstört und daher bei dieser Belastung den Anlaß zum Bruch der Säule gibt; insbesondere bei größerem Alter des Betons ist dies der Fall. Ist der Beton noch jünger und geschmeidiger, so ist seine Druckaufnahmefähigkeit schon früher erschöpft, bevor noch das Eisen so große Stauungen, welche den Beanspruchungen von $2400\text{--}2800\text{ kg/cm}^2$ entsprechen

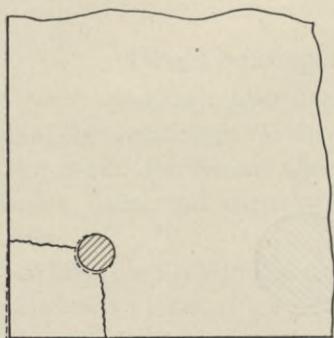


Abb. 40 e.

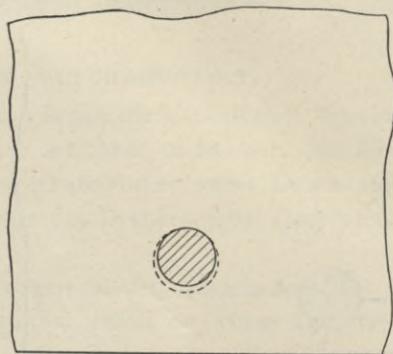


Abb. 40 f.

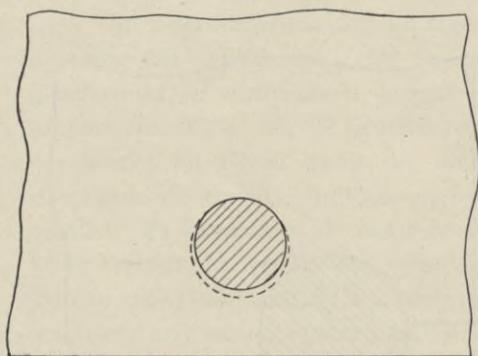


Abb. 40 g.

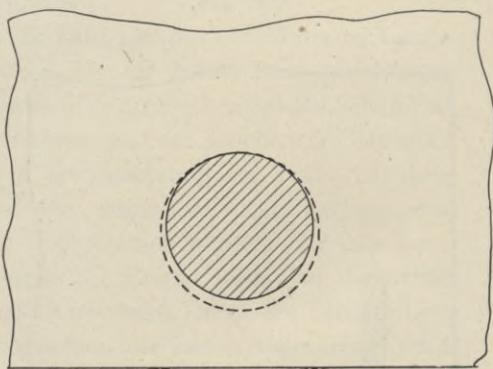


Abb. 40 h.

würden, erleidet. Die Erscheinung der Querdehnung des Eisens machte sich bei der Durchführung der Proben bemerkbar, insbesondere auch bei dem als Handhabe einbetonierten Rundeisen nächst dem oberen Ende des Säulenschaftes, und ist zu vermuten, daß dieses Eisenstück zu einer gewissen Exzentrizität im Querschnitt beigetragen haben dürfte; ferner ist dieser Einfluß zu erkennen an allen Stellen im Versuchskörper, wo größere Eisenmengen zusammenkamen.

Am schönsten aber äußert sich die Wirkung der Querdehnung infolge Druck bei den stark umschnürten Säulen im zweiten Belastungsstadium. Es wird, da auch das absolute Maß der Querdehnung der Bewehrungsseisen von Einfluß ist, eine Bewehrung mit schwächeren Längsbewehrungsseisen und größerer

Anzahl bei gleichem Prozentverhältnis ein besseres Ergebnis bei Druckversuchen liefern, als eine solche mit stärkeren Bewehrungsseisen und geringerer Zahl. Zur näheren Erläuterung dienen die Abb. 40a bis 40e.

Diese Figuren zeigen Schnitte durch Säulenecken mit verschiedenen Längsbewehrungen. Ist die Differenz der Querdehnungskoeffizienten

$$\frac{\epsilon}{m \text{ (Beton)}} - \frac{\epsilon}{m \text{ (Eisen)}} = \frac{\epsilon}{\mu},$$

so ergibt sich bei Betrachtung der Figuren, daß die in der Eiseneinlage als sprengend wirkende Kraft lediglich vom Durchmesser der Einlage (bei Rundseisen), beziehungsweise von der Länge der Schenkel (bei Winkelseisen) etc. abhängig ist und daher mit zunehmender Größe dieser Maße (nach aufgezehrter Dehnungsfähigkeit des Betons) eine größere Kraft äußert, sonach den Bruch früher herbeiführt.

Günstiger liegen augenscheinlich die Verhältnisse, wenn die eingebetteten Eisen sich nicht an den Querschnittsecken, sondern in der Mitte zwischen denselben befinden (Abb. 40f bis 40h).

Die ursprüngliche Form der Einlagen und des Betons ist mit vollen Linien ausgezogen, während die punktierte Linie die Lage der Betonkanten bzw. der Eiseneinlagen unter hohem Druck vorstellt. Die Vergrößerung ist lediglich als die Differenz der ungleichen Querdehnungen aufzufassen.

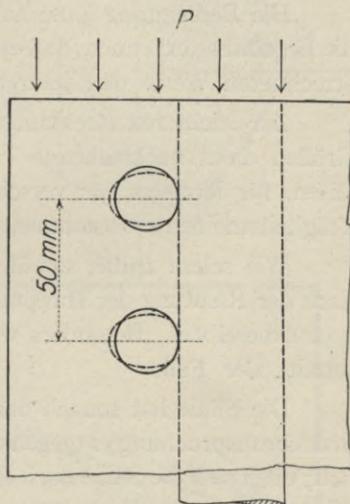


Abb. 41.

Naturgemäß wird das Eisen der Bügel oder der Umschnürung in nahezu ganz gleicher Weise wie der Beton gedrückt und muß dementsprechende Stauchungen erleiden (Abb. 41), die ihrerseits wieder eine Querdehnung und Längendehnung des Umschnürungseisens und eine Verlängerung desselben zur Folge haben. Selbstverständlich wird auch die Entfernung von 50 mm (in Abb. 41) entsprechend verkürzt, was zeichnerisch nicht dargestellt wurde.

Zugbeanspruchungen im Verbundkörper.

Wie bei dem auf Druck beanspruchten Verbundkörper die beiden Baustoffe bei der Verkürzung gleichzeitig eine Querschnittsvermehrung erleiden, so werden bei dem auf Zug beanspruchten Verbundkörper die beiden Baustoffe eine Querschnittsverminderung erfahren. Da die Poissonschen Zahlen für die beiden Materialien Eisen und Beton bei Zug in analoger Weise wie bei Druck nicht gleich sein dürften, wird endlich (und da das Eisen die verhältnismäßig größere Querschnittsverminderung bei höheren Beanspruchungen erleiden

dürfte als der Beton) ein Moment eintreten, in welchem der Unterschied dieser Querschnittsverminderungen so groß wird, daß die Haftung der beiden Körper aneinander aufhört.

Die Nutzenanwendung für die Beurteilung der Haftfestigkeit ergibt sich ohne weiteres von selbst. Die Haftfestigkeit ist von der Zugbeanspruchung des Eisens oder von der des betroffenen Teiles des Verbundkörpers abhängig.

Berechnung der Maximalspannung vor Eintritt des Bruches.

Die Berechnung kann natürlich nur eine näherungsweise sein, doch lassen die Ergebnisse erkennen, daß die im Zusammenhalt mit den übrigen Erscheinungen errechneten Werte den wahren Werten ziemlich nahe kommen dürften.

Zur leichteren Rechnungsdurchführung und Überprüfung der betreffenden Größen dient nachstehende Tabelle 9, in welcher die Flächen für Beton und Eisen, für letzteres für verschiedene Werte von „ n “ sowie die dazugehörigen Trägheitsmomente zusammengestellt sind.

Wie schon früher erwähnt, erfolgten die Ausbiegungen größtenteils nicht nach der Richtung der Hauptachsen, sondern unter einem Winkel von 30 bis 45° gegen dieselben. Besonders war dies bei den Säulen mit quadratischem Querschnitt der Fall.

Die Säule hat sonach das Bestreben, ein Maximum an Fläche der Hauptdruckbeanspruchung entgegen zu setzen. Aus den Abb. 42 und 43 ist dies ersichtlich; biegt sich die Säule nach einer der Hauptachsen, so kommen die Maxima und Minima an die Außenkanten, und da dort zunächst die Eiseneinlagen sich befinden, wird das Eisen zur Aufnahme dieser Spannungen sehr bedeutend herangezogen, während in der mittleren Druckaufnahmszone keine Eisen sind.

Bei der Ausbiegung nach der Diagonale sind jedoch eine größere Zone zur Aufnahme der mittleren Druckspannung sowie die Eisenflächen vorhanden. Die Säule sucht demnach der Hauptaufgabe, Aufnahme des Druckes, gerecht zu werden.

Mit Ausnahme jener Säulen, welche zentrisch mit Spitzenlager oder exzentrisch mit Spitzenlager erprobt wurden, sind auch die Zusatzspannungen infolge des Ausbiegens nicht beträchtlich und die Durchbiegungen sehr gering.

In Berücksichtigung dieser Verhältnisse wurde die Berechnung der Spannungen durchgeführt wie für Normaldruck mit Biegung.

In allen Fällen, wo die mittleren Druckspannungen größer als die Biegungsspannungen sind, demnach die neutrale Schichte außerhalb des Querschnittes liegt, ist diese Art der Berechnung die richtige; denn die aus der Biegung sich ergebenden Werte (Zug) sind nur rechnermäßige und wären eigentlich als Vermehrungs- und Verminderungswerte (statt Druck und Zug) anzusprechen.

Bei sehr großer Ausbiegung jedoch kommen rechnermäßig relativ große Zugwerte zum Vorschein, so daß die äußerste Kante tatsächlich einen Zug

erleidet; doch liegt bei den gegenständlichen Versuchen die Nulllinie dann so nahe dieser Kante, daß beispielsweise in einigen Fällen der Mittelpunkt des nächstgelegenen Eisens nicht mehr in die Zugzone, sondern schon in die Druckzone zu liegen kommt.

Auch wird bei unserem Rechenverfahren nicht berücksichtigt, daß die Linie der Spannungen infolge Verschiedenheit der Stauchungswerte nicht nach einer geraden, sondern etwa nach der in Abb. 42 und 43 anschaulich gemachten

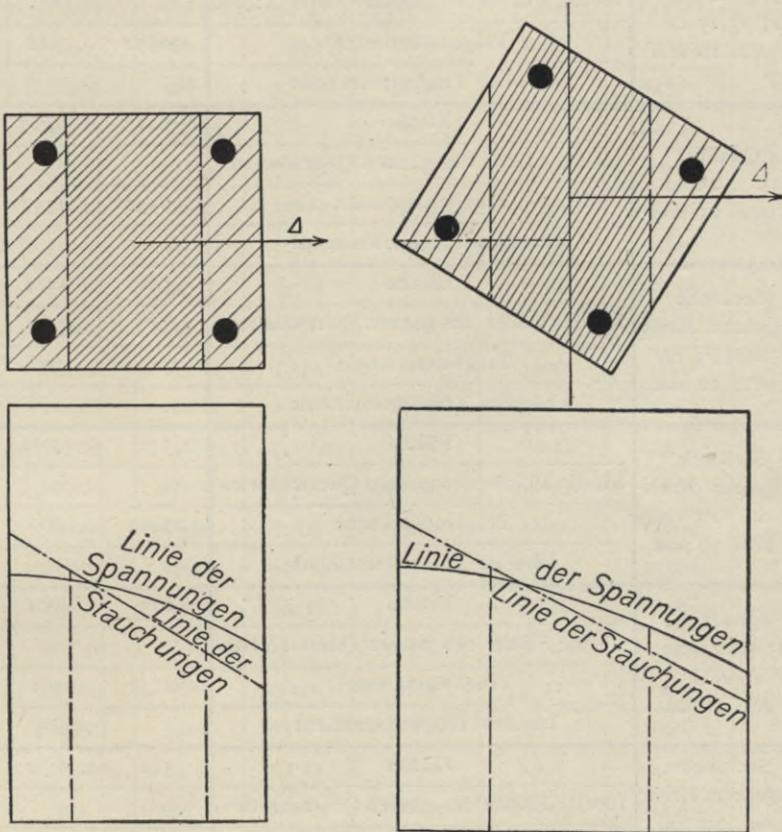


Abb. 42.

Abb. 43.

Art verläuft, so daß die bei großen Ausbiegungen, besonders bei den exzentrisch belasteten Säulen, errechneten Maximal- und Minimal-Spannungen eine beträchtliche Abänderung erfahren dürften.

Für genauere Ermittlungen müßte man, um die Verschiedenheiten der Stauchungswerte zu berücksichtigen, nach durchgeführter Proberechnung auf Grund des Ergebnisses derselben mit den, den verschiedenen „ E “-Werten entsprechenden verzerrten Querschnitten neuerlich eine Berechnung durchführen.)*

*) J. A. Spitzer: Träger aus Materialien von veränderlichem Formänderungskoeffizienten, Zeitschrift des österr. Ing. und Archit.-Vereines 1898, Nr. 17 und Nr. 18.

Tabelle Nr. 9. Flächen und Trägheitsmomente der Säulenquerschnitte.

Querschnitt und Bewehrung	Beton	Eisen	Ideelle Flächen bzw. Trägheitsmomente für:													
			n = 6	n = 6.5	n = 7	n = 7.5	n = 8	n = 8.5	n = 9	n = 10	n = 11	n = 12	n = 16			
			(n-1)=5	(n-1)=6.5	(n-1)=6	(n-1)=6.5	(n-1)=7	(n-1)=7.5	(n-1)=8	(n-1)=9	(n-1)=10	(n-1)=11	(n-1)=15			
Quadrat 25 x 25 cm 4 RE 16 mm	Fläche	625	8.04						56.28	60.30	64.32	72.36	80.40	88.44	120.60	cm ²
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes								681.28	685.30	689.32	697.36	705.40	713.44	745.60	cm ²
	Trägheitsmoment	32552	788						5516	5910	6304	7092	7880	8668	11820	cm ⁴
	Ideeles Trägheitsmoment								38.070	38460	38856	39645	40430	41220	44372	cm ⁴
Quadrat 25 x 25 cm 4 RE 25 mm	Fläche	625	19.63						137.41	147.23	157.04	176.67	196.30	215.93	294.45	cm ²
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes								762.41	772.23	782.04	801.67	821.30	840.93	919.45	cm ²
	Trägheitsmoment	32552	1753						12271	13147	14024	15777	17530	19283	26295	cm ⁴
	Ideeles Trägheitsmoment								44820	45700	46576	48330	50082	51835	58847	cm ⁴
Sechseck eingeschr. Kreis r = 12.5 cm 6 RE 12 mm	Fläche	541	6.79	33.95	37.35	40.74	44.14	47.53	50.92	54.32	61.11	67.90	74.69	101.85	cm ²	
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes			574.95	578.35	581.74	585.14	588.53	592	595.32	602	609	616	643	cm ²	
	Trägheitsmoment	23493	346	1730	1903	2076	2249	2422	2595	2768	3114	3460	3806	5190	cm ⁴	
	Ideeles Trägheitsmoment			25223	25396	25569	25742	25915	26088	26261	26610	26953	27299	28683	cm ⁴	
Sechseck eingeschr. Kreis r = 12.5 cm 6 RE 19 mm	Fläche	541	17.02	85.10	93.61	102.12	110.63	119.14	127.65	136.16	153.18	170.20	187.22	255.30	cm ²	
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes			626.10	634.61	643.12	651.63	660.14	668.65	677.16	694.18	711.20	728.22	796.30	cm ²	
	Trägheitsmoment	23493	800	4000	4400	4800	5200	5600	6000	6400	7200	8000	8800	12000	cm ⁴	
	Ideeles Trägheitsmoment			27500	27900	28300	28700	29100	29500	29900	30700	31800	32300	35500	cm ⁴	
Quadrat 25 x 25 cm abnorm 4 RE 16 mm	Fläche	625	8.04						56.28	60.30	64.32	72.36	80.40	88.44	120.60	cm ²
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes								681.28	685.30	689.32	697.36	705.40	713.44	745.60	cm ²
	Trägheitsmoment	32552	361						2527	2707.5	2888	3249	3601	3971	5415	cm ⁴
	Ideeles Trägheitsmoment								35079	35259.5	35440	35801	36153	36523	38967	cm ⁴
Sechseck eingeschr. Kreis r = 12.5 cm abnorm 6 RE 12 mm	Fläche	541	6.79	33.95	37.35	40.74	44.14	47.53	50.92	54.32	61.11	67.90	74.69	101.85	cm ²	
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes			574.95	578.35	581.74	585.14	588.53	592	595.32	602.11	608.90	615.69	642.85	cm ²	
	Trägheitsmoment	23493	163	815	896.5	978	1059.5	1141	1222.5	1304	1467	1630	1793	2445	cm ⁴	
	Ideeles Trägheitsmoment			24318	24389.5	24471	24558.5	24634	24715.5	24797	25960	25123	25286	25938	cm ⁴	
Sechseck eingeschr. Kreis r = 12.5 cm abnorm 6 RE 19 mm	Fläche	541	17.02	85.10	93.61	102.12	110.63	119.14	127.65	136.16	153.16	170.20	187.22	255.30	cm ²	
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes			626.10	634.61	643.12	651.63	660.14	668.65	677.16	694.18	711.20	728.22	796.30	cm ²	
	Trägheitsmoment	23493	368	1840	2024	2208	2392	2576	2760	2944	3312	3680	4048	5320	cm ⁴	
	Ideeles Trägheitsmoment			25333	25517	25701	25885	26069	26253	26437	26805	27173	27541	28813	cm ⁴	
Quadrat 25 x 25 cm Winkeleisen 40x40 6 mm	Fläche	625	17.76						124.32		160					cm ²
	Ideelle Fläche des ganzen Querschnittes								749		785					cm ²
	Trägheitsmoment	32552	1630						11410		14670					cm ⁴
	Ideeles Trägheitsmoment								43960		47220					cm ⁴

Säulen mit quadratischem Querschnitt.

Bei den Säulen mit quadratischem Querschnitt, Abb. 44, ergibt sich folgendes:

Sind Δ_1 die nach der Achse I und Δ_2 die nach der Achse II gemessenen Ausbiegungen, so ist die Ausbiegung in der Biegungsebene $\Delta = \sqrt{\Delta_1^2 + \Delta_2^2}$.

Bezeichnet man mit α den Winkel, welchen die Biegungsebene mit der Hauptachse, nach welcher die größere Ausbiegung stattgefunden hat, einschließt und mit γ_2 den Winkel $\gamma_2 = 45^\circ - \alpha$, mit e den senkrechten Abstand der äußersten

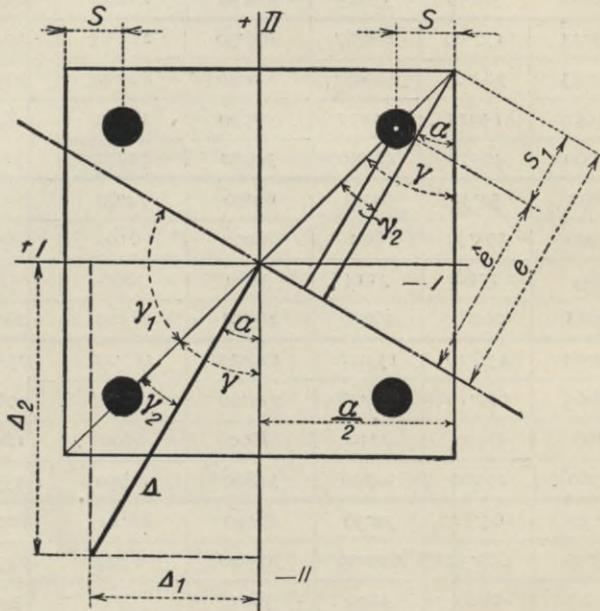


Abb. 44.

Kante von der Senkrechten zur Biegungsebene, mit e' den senkrechten Abstand des Mittelpunktes (Schwerpunktes) der Eiseneinlage von derselben Linie und mit S den senkrechten Abstand dieses Punktes von der Seite des Quadrates, so ergibt sich:

$$e = \frac{a}{2} \sqrt{2} \cdot \cos \gamma_2$$

Wegen $\cos \gamma_2 = \cos (45^\circ - \alpha) = \frac{1}{2} \sqrt{2} (\cos \alpha + \sin \alpha)$

wird $e = \frac{a}{2} (\cos \alpha + \sin \alpha) = \frac{a}{2} \left(\frac{\Delta_2}{\Delta} + \frac{\Delta_1}{\Delta} \right) = \frac{a}{2} \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{\Delta} \right)$ und

$$e' = \left(\frac{a}{2} - s \right) \cdot \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{\Delta}$$

Säulen mit sechseckigem Querschnitt.

In Abb. 45 und 46 ist der Querschnitt der sechseckigen Säulen dargestellt; der Radius des dem Sechseck eingeschriebenen Kreises ist $r = 125 \text{ mm}$, jener des umschriebenen Kreises $r = 144 \text{ mm}$. Bezeichnet wieder Δ_1 die Ausbiegung nach der Achse I, Δ_2 jene nach Achse II und Δ die Ausbiegung in der Biegungsebene, wobei $\Delta_2 > \Delta_1$ ist, so besteht die Gleichung für $a < 30^\circ$, $r_1 : e = \Delta : \Delta_2$,

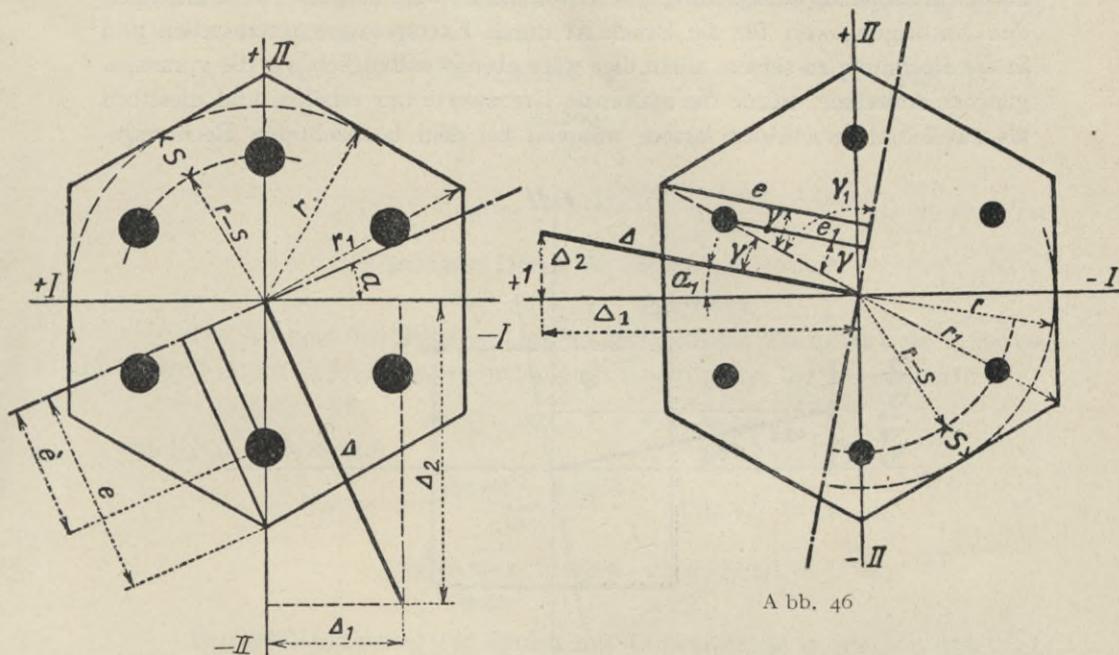


Abb. 46

Abb. 45:

Für Abb. 45:
$$e = \frac{r_1 \Delta_2}{\Delta} = r_1 \frac{\Delta_2}{\sqrt{\Delta_1^2 + \Delta_2^2}}$$

ferner $e' : e = (r - s) : r_1$, $e' = \frac{e(r - s)}{r_1}$.

Für Abb. 46.

für $a > 30^\circ$, $\alpha_1 = 90 - a$, $\gamma = 30 - \alpha_1$, $e = r_1 \cos \gamma$

$$\cos \gamma = \cos 30^\circ \cos \alpha_1 + \sin 30^\circ \sin \alpha_1$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{3} \cdot \frac{\Delta_2}{\Delta} + \frac{1}{2} \frac{\Delta_1}{\Delta}$$

$$= \frac{1}{2} \frac{\Delta_2 \sqrt{3} + \Delta_1}{\Delta}$$

$$e = \frac{r_1}{2} \frac{\Delta_2 \sqrt{3} + \Delta_1}{\Delta}, \quad e' = e \frac{(r - s)}{r_1}$$

der Abstand des Schwerpunktes der zu äußerst gelegenen Bewehrung von der Senkrechten auf die Biegungsebene.

Die Ermittlung der Maximal- und Minimal-Beanspruchung beim Eintritt des Bruches wurden in der Weise angenommen, daß für die Berechnung der Momente und Normalspannungen die volle Bruchlast und die Ausbiegung bei der Bruchlast zugrunde gelegt und, falls für die Bruchlast die Ausbiegung aus irgend einem Grunde nicht bestimmt worden war, der Ausbiegungswert der vorausgegangenen Laststufe benützt, somit jedenfalls ein kleinerer Wert als der tatsächliche in Rechnung gesetzt wurde. Es wäre möglicherweise richtiger, den Ausbiegungswert für die Bruchlast durch Extrapolation festzustellen und in die Rechnung zu setzen, allein dies wäre ebenso willkürlich wie die vorausgegangene Annahme, würde die maximale Grenzwerte nur erhöhen und dieselben als zweifelhaft erscheinen lassen, während bei dem beobachteten Rechnungs-

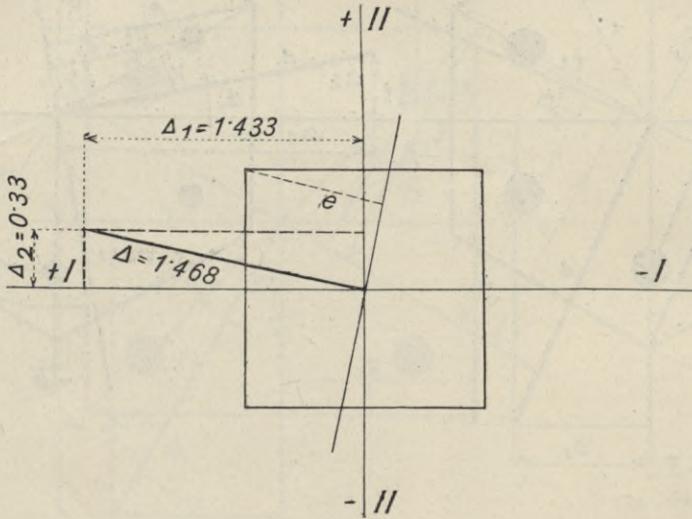


Abb. 47.

vorgang Minimalwerte der Biegung ermittelt wurden und somit eine größere Sicherheit für die Richtigkeit gegeben ist.

Sowohl beim Quadrat- als auch beim Sechseck-Querschnitt sind die Hauptträgheitsmomente einander gleich und die Zentrifugalmomente gleich Null, weshalb die gerechneten Werte für J direkt für jede Lage der Biegungsebene brauchbar sind. Würde man auf verzerrte Querschnitte eingehen, so würden die konjugierten Achsen zu bestimmen sein.

Ein Rechnungsbeispiel soll die Sache erläutern. Es ist die Beanspruchung des Säulenquerschnittes in der Mitte infolge der Normalkraft

$$K_N = \frac{N}{F_i},$$

infolge des Momentes

$$K_M = \pm \frac{\Delta N_e}{J}.$$

Für den Versuch Nr. 32 (Säule Nr. I₃) gelten folgende Werte: Säule 3.00 m hoch, quadratischer Querschnitt $25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$, 92 Tage alt, zentrische Belastung, Bruchlast 202 Tonnen, Durchbiegungen (Abb. 47) $\Delta_1 = 1.43 \text{ mm}$, $\Delta_2 = 0.33 \text{ mm}$; Bewehrung 4 Rundeisen von 16 mm Durchmesser, $f_e = 8.04 \text{ cm}^2$.

Für „*n*“ würde sich der Wert aus der Abbildung mit 8.5 bis 8 ergeben. Es wurde 8.0 gewählt mit Rücksicht auf das Alter, die Beanspruchung und das Mischungsverhältnis. Man findet:

$$\Delta = 1.468 \text{ mm}, F_i = 681 \text{ cm}^2, J = 38070 \text{ cm}^4, e = 14.99 \text{ cm}$$

$$K_N = \frac{202000}{681} = 297 \text{ kg/cm}^2.$$

$$K_M = \pm \frac{202000 \cdot 0.1468 \cdot 14.99}{38070} = \pm 12 \text{ kg/cm}^2$$

daher max. Druck im Beton 309 kg/cm^2

„ min. „ „ „ 285 „

Der Abstand des Mittelpunktes des entferntesten Eisens ist $e' = 11.87 \text{ cm}$; hiermit ergibt sich die Beanspruchung im Eisen infolge der Normalkraft:

$$K_N = 297 \times 8 = 2376 \text{ kg/cm}^2,$$

infolge des Momentes

$$K_M = \pm \frac{202000 \cdot 0.1468}{38070} \cdot 11.87 \times 8 = \pm 74$$

daher max. Eisensp. 2450 kg/cm^2

„ min. „ 2302 „

Bei der Berechnung der Säulen mit Umschnürung wurde aus Rücksicht auf die Stärke der Umschnürung der Wert von „*n*“ entsprechend kleiner gewählt, weil sich infolge der Umschnürung die Zusammendrückbarkeit der Säulen im Stadium II, besonders bei starker Querbewegung, wesentlich verringert.

Da die Zusammendrückungswerte nicht erhoben wurden und das hierüber Bekannte keine sicheren Schlüsse gestattet, auch die Querdehnungszahl für Beton nicht genügend sicher festgelegt ist, mußten die Werte für „*n*“ schätzungsweise angenommen werden.

Aus diesen Gründen wurde die Berechnung der umschnürten Säulen wie jene für die normalen Eisenbetonsäulen durchgeführt, der Einfluß der Umschnürung vorerst nicht in Rücksicht gezogen und diese Werte in den Tabellen über die Versuchsergebnisse in einer um die halbe Zeilenhöhe nach aufwärts verschobenen Zeile angegeben. Bezüglich der Werte auf der Zeile selbst (welche durch starke Umrandung hervorgehoben wurden) soll folgendes vorausgeschickt werden.

In Abb. 48 ist ein Betonzylinder, welcher von einem sehr starken Stahlmantel umgeben und auf einer unnachgiebigen Unterlage aufgestellt ist, zur Darstellung gebracht. Bei sehr großem Druck (P in der Richtung Z) wird sich der Beton, welcher ein geringes über den Stahlmantel vorragt, infolge der verhältnis-

mäßigen Unnachgiebigkeit und wenn man von der Reibung absieht, beziehungsweise den Beton an der Wand frei verschieblich denkt, nur verhältnismäßig wenig zusammendrücken lassen und weit größere Lasten, als seine Bruchlast wäre, tragen. Hierbei ist der Beton gleichsam als plastische Masse aufgefaßt.

Ist σ die Normalspannung, α die Stauchung für die Längeneinheit, so ist $\alpha = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ und $\sigma_z = \frac{P}{F}$; bezeichnet man das Querdehnungsmaß mit a und die drei Achsen mit x, y, z , wobei die Normalspannung nach der Richtung der Z -Achse, die Querdehnung auf die beiden anderen aufeinander senkrechten Achsen X und Y bezogen wird, so bestehen allgemein folgende Beziehungen, wenn „ m “ die Poissonsche Zahl ist:

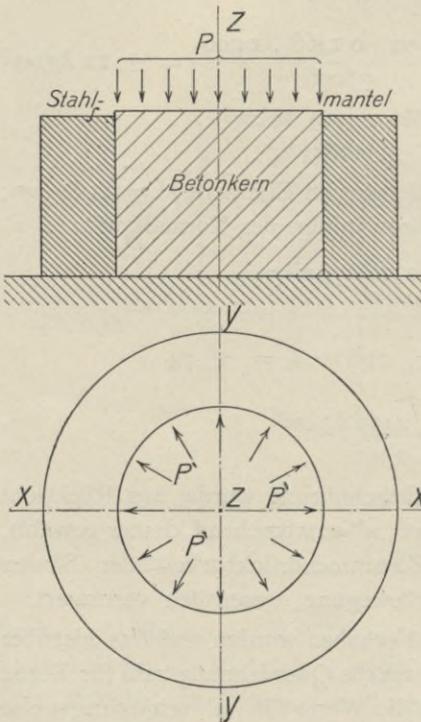


Abb. 48

wenn „ m “ die Poissonsche Zahl ist:

$$a_x = \pm \frac{1}{\varepsilon} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{m} \right)$$

$$a_y = \pm \frac{1}{\varepsilon} \left(\sigma_y - \frac{\sigma_x + \sigma_z}{m} \right)$$

$$a_z = \pm \frac{1}{\varepsilon} \left(\sigma_z - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{m} \right);$$

es ist weiter

$a_x = a_y$ und im vorliegenden Falle:

$$a_x = \frac{1}{\varepsilon} \left(\sigma_x - \frac{1}{m} \sigma_y - \frac{1}{m} \sigma_z \right) \text{ oder}$$

$$a_x = \frac{1}{\varepsilon} \left[\sigma_x \left(1 - \frac{1}{m} \right) - \frac{1}{m} \sigma_z \right].$$

Im Augenblick des elastischen Gleichgewichtes ist:

$$a_x = 0$$

$$0 = \frac{1}{\varepsilon} \left[\sigma_x \left(\frac{m-1}{m} \right) - \frac{1}{m} \frac{P}{F} \right] \text{ und}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{(m-1) F};$$

sonach ist der Lochwanddruck bestimmt, sobald m bekannt ist.

Denkt man sich den Betonzylinder (Ab. 49) in einem Eisenblechmantel stecken, den Beton ein geringes vorstehend, so wird das Maß der Zusammendrückbarkeit des Betons durch das Maß der Dehnung im Blechmantel (hervorgerufen durch die Querdehnung des Betons) beeinflusst sein; jedenfalls ist aber die Zusammendrückbarkeit für den Beton mit Mantel wesentlich kleiner als für den Beton ohne Mantel, wobei wir wieder ein reibungsloses Gleiten des Betons an der Mantelfläche voraussetzen.

Abb. 50 zeigt nunmehr einen Betonzylinder mit einem konzentrisch gelegenen Eisenrohr; der Körper besteht sonach aus einem Betonkern, einem

Eisenring und einem, den letzteren einschließenden Betonring und ist sonach ein richtiger Verbundkörper. Der Beton ist mit dem Eisenring in gleicher Höhe abgeglichen. Falls dieser Körper einer gleichmäßigen Pressung ausgesetzt wird, wirkt der Eisenring genau so wie eine anderweitige Längsbewehrung.

Abb. 51 zeigt nun den Eisenring in einzelne Streifen aufgelöst und die Querschnittsfläche des Eisenringes auf eine geringere Höhe zusammengezogen; es entstehen sonach einzelne Scheiben, wovon jede mit einem Bewehrungsring versehen ist. Im Falle einer Druckwirkung ist sonach gleichsam die Verschiebbarkeit des Betonkernes im Eisenmantel ermöglicht, d. h. der Einfluß der Reibung

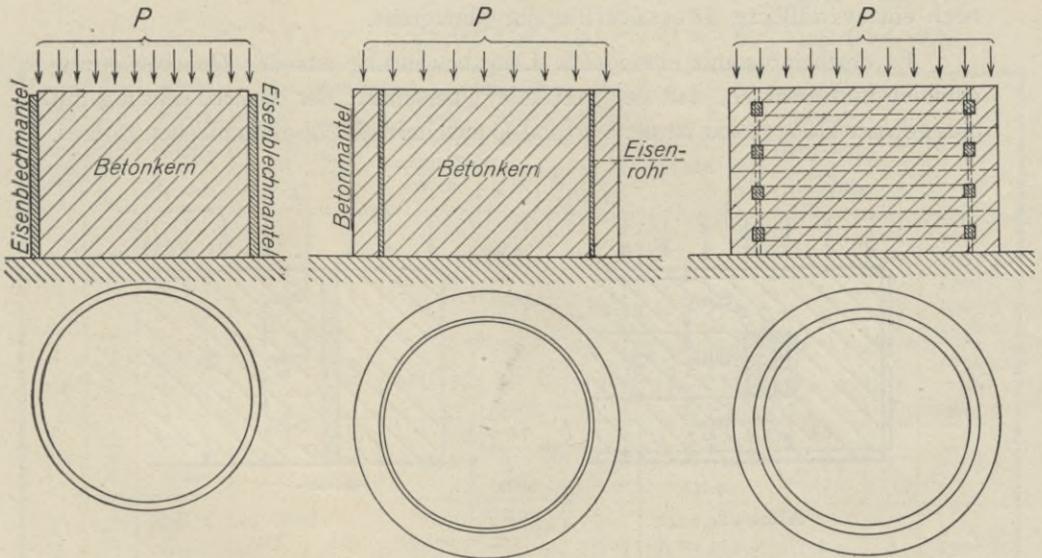


Abb. 49.

Abb. 50

Abb. 51.

des Betonkernes auf den Blechmantel wird infolge der Unterbrechung desselben ausgeschaltet.

Betrachtet man den Teil einer solchen Scheibe mit einem Bewehrungsring (Abb. 52) von der Höhe g und sei beispielsweise die Höhe des Bewehrungsringes $\frac{g}{3}$ und wirken gleichmäßige Druckkräfte auf diese Scheibe, so muß der Verkürzung der Betonscheibe eine gewisse Verkürzung der Bewehrung entsprechen; solange der Verbund wirksam ist, d. h. der Bewehrungsring nimmt entsprechend seiner Stauchung Druckkräfte auf und überträgt dieselben weiter, oder das Eisen der Bewehrung leistet eine gewisse Arbeit. Denkt man sich das Eisen, wie in der Abbildung dargestellt ist, geteilt und die Teile 1, 2 und 3 übereinandergestellt, Abb. 53, daß die Flächen vollkommen gleich sind, so kann man, weil die Arbeit die gleiche bleibt (sofern die Querschnittsfläche nicht geändert wird), den Fall in Abb. 52 durch den Fall in Abb. 33 ersetzt denken. Hierbei dient als stillschweigende Voraussetzung, daß die freie Höhe zwischen

den Querbewehrungsringen ein gewisses Maß nicht überschreite. Bei Spiralen mit einer Ganghöhe, welche größer ist als die 5- bis 6fache Höhe des Bewehrungsringes oder einer Ganghöhe, welche ein gewisses absolutes Maß übersteigt, dürfte wohl die Übertragung des Druckes von Ring zu Ring nicht mehr ohne weiteres angenommen werden; wenn trotzdem in den Tabellen in Fällen wie: Querbewehrung hoch 7 mm, Ganghöhe 100 mm oder Querbewehrung hoch 5 mm, Ganghöhe 50 mm die gleiche Voraussetzung gemacht wurde, so geschah dies lediglich, um Vergleichswerte zu erhalten. Abgesehen vom Verhältnis der Höhe der Querbewehrung zur Ganghöhe sollte man andererseits die freie Höhe zwischen zwei Windungen nicht größer nehmen als 3—4 cm, damit noch eine verlässliche Druckübertragung platzgreift.

Es erscheint somit eine ideelle Längsbewehrung aus der Querbewehrung gebildet und zwar so, daß der vertikale Querschnitt der Querbewehrung auf eine gewisse Höhe gleich ist der Vertikal-Querschnittsfläche eines ideellen Rohres.

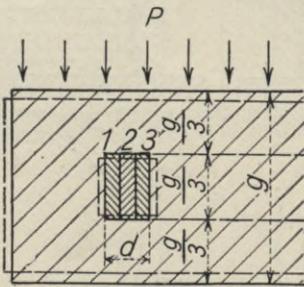


Abb. 52.

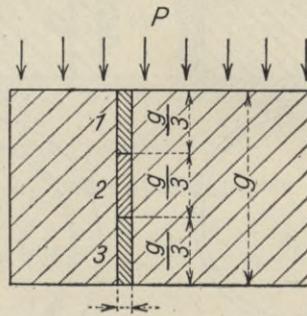


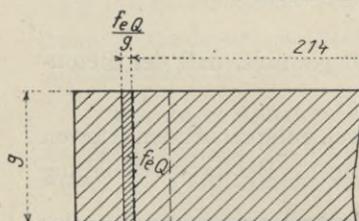
Abb. 53.

In den Tabellen für die umschnürten Säulen ist nun auf Grund dieser Betrachtung die Fläche der Querbewehrung auf eine ideelle Längsbewehrung nach der oben angegebenen Weise umgerechnet und die sich hieraus ergebenden Verhältnisse und Größen in den stark umränderten Zeilen angeführt, beziehungsweise ausgewertet worden. Zur leichteren Auswertung dient die nachfolgende Zusammenstellung in der Tabelle Nr. 9 a.

Die Ergebnisse der Berechnung bestätigen die Richtigkeit dieser Auffassung. Bei den Säulen mit Spiralbewehrung sind bei der Erprobung zunächst zwei Stadien zu unterscheiden.

Das erste Stadium geht bis zu jener Laststufe, bei welcher die äußere Betonschale vom Kern losgelöst wird, statisch nicht mehr wirksam ist, wodurch im Verbundkörper neue Verhältnisse geschaffen werden. Diese Laststufe ist wohl durch den Augenschein nicht sicher zu stellen, doch glaube ich, und die Beobachtungen lassen dies als äußerst sicher erscheinen, daß sich der Augenblick, wo diese Veränderung vor sich geht, durch ein auffälliges „Knistern“ bei den Probeführungen bemerkbar machte.

Tabelle Nr. 9a. Sechseck-Säulen mit Umschnürung.



Hilfswerte zur Berechnung der Flächen und Trägheitsmomente.

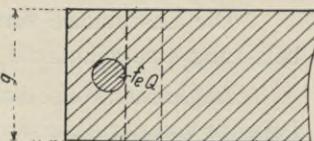


Abb. 53 b.

Abb. 53 a. Durchmesser des dem Sechseck eingeschriebenen Kreises $D = 250$ mm.
Innerer Durchmesser der Umschnürung $d_1 = (250 - 36) = 214$ mm.

$$J = \frac{\pi}{64} (d^4 - d_1^4) = \frac{\pi}{4 \times 16} (d^2 + d_1^2) (d^2 - d_1^2) = fe \frac{u}{g} \cdot \frac{1}{16} (d^2 + d_1^2).$$

Durchmesser in mm	Ganghöhe in mm	H. der Längsbewehrung v.	Durchmesser in mm	Ganghöhe g in cm	Mittlerer Durchmesser der Umschnürung in mm	Mittlerer Umfang der Umschnürung u in cm	Breite des ideellen Ringes fe/g in cm	FQ ideale Ringfläche fe · u/g in cm²	I/16 (d² + d₁²)	Trägheitsmoment d. ideellen Ringfläche JiQ in cm⁴	n	(n-1) J
6/50	0'722	RE 6	0'28	5	220	69'115	0'28 = 5/0'056	3'87	d = 215'12 d₁ = 214 57'545	222'6	11 10 9 8'5 8	2226 2003'4 1780'8 1669'5 1558'2
8/100	0'695	RE 8	0'50	10	222	69'743	0'50 = 10/0'05	3'487	d = 215 d₁ = 214 57'51	200'5	10 8'5 8	1804'5 1500 1403'5
5/50	0'458	RE 5	0'20	5	219	68'801	0'20 = 5/0'04	2'752	d = 214'8 d₁ = 214 57'46	158'1	8	1106'7
5/25	1'00	RE 5	0'20	2'5	219	68'801	0'20 = 2'5/0'08	5'504	d = 215'6 d₁ = 215'6 57'67	317'4	8	2228'8
8/40	1'62	RE 8	0'50	4'0	222	69'743	0'50 = 4/0'125	8'718	d = 216'5 d₁ = 216'5 57'91	504'8	8	3533'6
7/30	1'65	RE 7	0'38	3'0	221	69'429	0'38 = 3/0'1267	8'797	d = 216'5 d₁ = 216'5 57'92	509'4	8	3565'8
10/40	2'55	RE 10	0'79	4'0	224	70'372	0'79 = 4/0'1975	13'898	d = 217'95 d₁ = 214 58'31	810'2	7	4861'2
9/30	2'75	RE 9	0'64	3'0	223	70'058	0'64 = 3/0'2133	14'943	d = 218'27 d₁ = 214 58'39	872'5	7	5235
10/30	3'41	RE 10	0'79	3'0	224	70'372	0'79 = 3/0'2633	18'534	d = 219'27 d₁ = 214 58'67	1087'3	9 7	8698'4 6523'8
Abnormale Lage der Längsbewehrung:												
6/50	0'507	RE 6	0'28	5	156	49	0'28 = 5/0'056	2'744	d₁ = 150 d = 151'12 28'335	77'7	10 8'5	699'3 572'8

In Abb. 37 sind die schon bekannte Druckkurve für Beton (1: 3, 90 Tage, Donausand) sowie die Druckkurve für Eisen von der Abszissenachse nach aufwärts aufgetragen.

Die Lastpunkte sind auf der Abszissenachse so gewählt, daß der Betonbelastung eine zehnfache Eisenbelastung entspricht.

In gleicher Weise sind nun die, diesen Druckkurven entsprechenden Kurven Poissons von der Abszissenachse nach abwärts aufgetragen. Bei dieser Abbildung wurde der Poissonsche Wert für Flußeisen (Handelsware) mit $m = \frac{10}{3}$, der Poissonwert des Betons mit $m = 3$ gewählt (der letztere Wert ist wohl ein hypothetischer, weil die anderwärts gefundenen Werte $m = 2.7$ bis $m = 7$ ja wesentlich voneinander abweichen). Der Poissonsche Wert m für Beton wird wesentlich vom Alter der Mischung und der Stampfarbeit abhängen und daher bei verschiedenen Betongattungen verschieden sein, doch kommen alle diese Verhältnisse auch bei den Stauchungswerten schon zur Geltung. Es ist ferner vorläufig hier angenommen worden, daß der Wert m für beide Baustoffe für die verschiedenen Laststufen konstant ist. (Wahrscheinlich dürfte sich der Wert m bei der Proportionalitätsgrenze ändern.)

Errichtet man in der Abszissenachse (Abb. 37) z. B. im Lastpunkt A 125 kg/cm^2 eine Ordinate, so trifft dieselbe die Stauchungskurve des Betons im Punkte B . Zieht man in diesen Punkt eine Parallele zur Abszisse, so schneidet diese die Stauchungskurve des Eisens im Punkte C , welchem eine Druckbeanspruchung von 1780 kg/cm^2 entspricht.

Durch die bezüglichen Verlängerungen der Ordinaten nach abwärts erhält man die Schnittpunkte F mit der Poissonschen Kurve für Eisen und in E den Schnittpunkt mit der Poissonschen Kurve für Beton. Sonach stellt die Ordinate DF die Querdehnung des Eisens bei 1780 kg/cm^2 Eisendruck und die Ordinate AE die gleichzeitig beim Druck von 125 kg/cm^2 im Beton auftretende Querdehnung dar.

Zieht man nun im Punkte F eine Parallele zur Abszisse, so schneidet diese Linie die Ordinate $A-D$ im Schnittpunkt F und es stellt das Stück EF' die Differenz der Querdehnungen der beiden Körper Beton und Eisen für dieses Laststadium dar.

Für das Verhalten der beiden Körper gegeneinander ist lediglich diese Differenz maßgebend. Ist die Querdehnung des Eisens beim Verhältnis n gleich groß, also die Poissonzahl m auch dieselbe, so kann weder das Eisen auf den Beton noch der Beton auf das Eisen einen seitlichen Druck ausüben. Im gleichen Verhältnis, in welchem eine Querdehnung des Eisens in horizontalem Sinne bei vertikaler Belastung eintritt, wird nun auch die Verlängerung des Eisens in Ringform stattfinden. Es wird sich demnach eine Bewehrung im gleichen Maße erweitern, wie dies beim Beton der Fall ist, d. h. infolge der Querdehnung treten unter obiger Voraussetzung keine Spannungen auf.

Ist die Querdehnung des Betons größer als die des Eisens (also die Poissonzahl für Beton kleiner als für Eisen), so wird der Beton einen Lochwanddruck beim Normaldruck ausüben und versuchen, das Bewehrungseisen noch weiter auszudehnen, als dies bereits infolge des Druckes geschehen ist.

Bei obiger Annahme ergibt sich die Differenz der Poissonwerte mit 0.03 mm ; da der bezügliche Stauchungswert für Beton 0.8 mm ist, ergibt sich der ideale Wert der Poissonzahl, welche für den seitlichen Druck zur Geltung kommen kann, mit $m = \frac{0.8}{0.03} = 26.6$. Der Lochwanddruck würde sich infolgedessen bei 125 kg/cm^2 Betonpressung mit $P' = \frac{125}{m - 1} = \frac{125}{25.6} = 4.9 \text{ kg/cm}^2$ ergeben und somit der Zug im Eisen für die Zentimeterhöhe bei einem mittleren Durchmesser der Ringbewehrung von $22 \text{ cm } 4.9 \times 11 = 54 \text{ kg}$ betragen.

Ist die Vertikal-Querschnittsfläche der Ringbewehrung auf 3 cm Ganghöhe wie bei Versuch Nr. 147 oder 148, $f_c = 0.79 \text{ cm}^2$, so ist die Beanspruchung der Spirale auf Zug bei 125 kg/cm^2 Achsial-Druckbeanspruchung des Betons, da der Durchmesser 22.4 cm ist, $\sigma = \frac{4.9 \cdot 11^2 \cdot 3}{0.79} = 274 \text{ kg/cm}^2$.

Es ergibt sich hieraus, daß bei normalen Druckbeanspruchungen von Säulen die Umschnürung nicht wesentlich als solche wirkt, sondern die Wirksamkeit der Umschnürung in der direkten Druckübernahme gelegen ist, und es kann daher die Querbewehrung als Längsbewehrung gerechnet werden, indem man ein ideales Rohr konstruiert, das die gleiche Vertikalquerschnittsfläche besitzt, welche die auf gleiche Höhe angeordneten Querbewehrungen im Vertikalschnitte besitzen.

Wächst die achsiale Druckbeanspruchung der Säule über das oben angegebene Maß, so wird ein Augenblick kommen, in welchem die Querdehnungsmaße der beiden Stoffe gleich sein werden, in welchem Zeitpunkt sonach kein Lochwanddruck des Betons auf das Eisen ausgeübt wird. Beim Fortschreiten der Belastung wird jedoch endlich die Querdehnung des Eisens gegenüber jener des Betons größer werden und die Querbewehrung wird infolgedessen die äußere Betonschale lossprengen.

In diesem Augenblicke tritt nun das zweite Stadium der Säulenbelastung ein.

Angezeigt wurde der Eintritt dieser Phase bei der Erprobung in einigen Fällen durch eine schlagähnliche Detonation, in einigen Fällen durch Knistern und ist diese Erscheinung im Belastungsprotokoll in einzelnen Fällen vorgemerkt.

In diesem Augenblick kann sodann die Querbewehrung nicht mehr als unter Druck stehend angesehen werden, daher ist die Querdehnung und Längsdehnung der Querbewehrung infolge des Achsialdruckes gleich Null; die Querbewehrung nimmt nunmehr den infolge der Querdehnung des Betons entstehenden Wanddruck auf und erst von diesem Augenblick kommt die Querbewehrung zu der vollen, ihr zugeordneten Wirksamkeit als Umschnürung

Wir haben nun eigentlich einen neuen statischen Körper mit der Kern-Querschnittsfläche des Betons, der Umschnürung und den innen befindlichen Längsbewehrungen.

Versuch der Berechnung für Säulen, Versuch Nr. 147.

Wenden wir diese Erfahrungen bei der näheren Untersuchung der Säule, Versuch Nr. 147, an:

Im Protokoll ist verzeichnet: Laststufe 202 t; Knistern; sodann Abblättern der Betonhülle.

I. Stadium.

Man kann annehmen, daß beim Laststadium von 202 t die erste Phase endet. Für 202 Tonnen Last sind die statischen Werte aus der Tabelle: Längsbewehrung = 17.02 cm^2 ; ideelle Längsbewehrung (aus der Querbewehrung abgeleitet) = 18.53 cm^2 ,

$$n = 9, (n-1)\text{fache Längsbewehrung } (n-1) f_{e,L} = 136.00 \text{ cm}^2$$

$$n = 9, (n-1)\text{fache ideelle Längsbewehrung } (n-1) f_{e,Q} = 166.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{einfache Eisenfläche und Betonfläche} \dots \dots \dots 541. \text{ cm}^2$$

$$\text{Ideelle Gesamtfläche } F_i = 843.50 \text{ cm}^2;$$

hieraus rechnen sich die mittlere Druckbeanspruchung zu:

$$\frac{202000}{843} = 240 \text{ kg/cm}^2,$$

die mittlere Eisendruckbeanspruchung zu:

$$240 \cdot 9 = 2160 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ausbiegung betrug 0.7034 mm bei 202 t; hieraus findet sich das Moment mit $202000 \cdot 0.0703 = 14200 \text{ kg/cm}$ und weiter, da $e = 13.94 \text{ cm}$ und

$$e' = 9.43 \text{ cm}, \text{ die Betonzusatzspannungen: } \left(\pm \frac{14.200}{29.900} \cdot 13.94 \right) = \pm 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{und die Eisenzusatzspannungen } \pm 9 \left(\frac{14.200}{29.900} \times 9.43 \right) = \pm 41.0 \text{ kg/cm}^2.$$

Sonach ist die Betonspannung im Maximum 247, im Minimum 233 kg/cm^2 , die Eisenspannung im Maximum 2201, im Minimum 2119 kg/cm^2 .

II. Stadium.

Für die weiteren Laststufen bis zum Bruch ist die

$$\text{Fläche des Kernes} \dots \dots 400 \text{ cm}^2$$

$$(n-1) F_{e,L} \text{ für } (n=7) \dots \dots 102 \text{ ,,}$$

$$F_i \dots \dots 502 \text{ cm}^2.$$

Die Bruchlast beträgt 257000 kg .

a) Es ist: $\sigma_B = \frac{257000}{502} = 512 \text{ kg/cm}^2$. Da die mittlere Würfel Festigkeit 359 kg/cm^2 ist, so verbleiben 153 kg/cm^2 , welche gleichsam infolge des Widerstandes der Umschnürung getragen wurden. Hierbei ergäbe sich die Beanspruchung des

Umschnürungseisen mit $\sigma = \frac{153 \times 11.2}{\frac{1}{3} \times 0.79} = 6400 \text{ kg/cm}^2$.

(Es wurden Versuche über die Festigkeit des verwendeten Eisens nicht durchgeführt.)

b) Es ist der Lochwanddruck $P' = \frac{\sigma_z}{m - 1}$.

Die Umschnürung hat 0.79 cm^2 Fläche auf 3 cm Höhe, daher auf 1 cm 0.263 cm^2 , $r = 11.2 \text{ cm}$, mithin $(m - 1) = \frac{\sigma_z \cdot r}{f_e \cdot 5000} = \frac{512 \times 11.2}{0.263 \times 5000}$.

Der Eisenring kann, wenn die Zugfestigkeit des Eisens mit 5000 kg/cm^2 anzunehmen wäre, da 0.263 cm^2 auf 1 cm Höhe entfallen, für den Höhenzentimeter

$263 \times 11.2 = 1315 \text{ kg}$ Zug aufnehmen; es ist sonach $1315 = \frac{\sigma_z r}{(m - 1)}$, und

$m = \left(\frac{\sigma_z \cdot r}{1315} \right) + 1$; es würde sich demnach die Poissonzahl mit $m = \frac{512 \cdot 11.2}{1315} + 1 = 5.35$ ergeben.

Der Lochwanddruck würde sich hieraus rechnen mit $P = \frac{512}{(5.35 - 1)} = 118 \text{ kg/cm}^2$ und sonach die reine Betonbeanspruchung mit $(512 - 118) = 396 \text{ kg/cm}^2$ die Eisenspannung $7 \times 396 = 2772 \text{ kg/cm}^2$, wenn man nunmehr annimmt, daß der Stauchungswert des umschnürten Betons gleich groß ist einem Stauchungswert des nicht umschnürten Betons von 512 kg , vermindert um jenen Betrag des Druckes, welcher infolge des Wanddruckes von der Umschnürung aufgenommen wurde, also $512 - 118 = 396 \text{ kg/cm}^2$.

Hiebei erhält man Werte, welche immerhin möglich sind. Würden die Ergebnisse von Messungen der Verkürzungen vorliegen, so könnte, sowie bei den normalen Säulen, der Wert von „ n “ für das Bruchstadium mit größerer Schärfe (hier wurde derselbe nur schätzungsweise angenommen) festgelegt werden und die Ergebnisse der Berechnung würden mehr Übereinstimmung aufweisen.

Die übliche Formel für die Berechnung umschnürter Säulen ist demnach für Stadium I ganz gleich der obigen Berechnungsweise, wenn man in die Formel für $2 \times n$ nur $1 \times n$ einsetzt.

Für das Stadium II ergibt sich folgendes:

Nach dieser Formel ist ein Längsstab als Ersatz für die Querbewehrung gedacht, welcher mit derselben den gleichen kubischen Inhalt hat und für welchen $2 \times n = 30$ gesetzt wird. Diese Formel stimmt mit der hier angewendeten überein, wenn man berücksichtigt, daß das Eisen der Umschnürung auf Zug nahezu eine doppelt so große Beanspruchung wie auf Druck (im Verbund) aufzunehmen vermag — vorausgesetzt, daß man dann nur den Kernquerschnitt in Rechnung zieht.

Wäre beispielsweise die Zugfestigkeit des Umschnürungseisens etwa 5000 kg/cm^2 , die Druckbeanspruchung der Längseisen im Verbund an der Bruchgrenze des nicht spiralförmig bewehrten Verbundkörpers mit etwa 2700 kg/cm^2

ermittelt, so wäre der Koeffizient $\frac{5000}{2700} = 1.85$ zu setzen; bei einer Zugfestigkeit des Umschnürungseisens von 6000 kg/cm^2 ergäbe sich der Wert mit 2.22 . Der in der Formel der amtlichen Vorschriften erscheinende Koeffizient 2 entspricht einem Verhältnisse von 5400 kg/cm^2 Zugfestigkeit und einer, die Zerstörung des Verbundkörpers nach sich ziehenden Eisendruckbeanspruchung von 2700 kg/cm^2 . Bei Verwendung von Eisensorten zur Umschnürung, welche eine größere Festigkeit als 5400 kg/cm^2 haben, wäre der Koeffizient gleich der Festigkeit per cm^2 , geteilt durch 2700 kg/cm^2 . Für die Berechnung würden sich als Grenzwerte folgende Formeln ergeben:

a) Berechnung wie für Laststadium „I“. Voller Betonquerschnitt plus n facher Querschnitt der Längsbewehrung, plus n facher Querschnitt einer ideellen Längsbewehrung, welche gleiches Gewicht (gleichen kubischen Inhalt) wie die Querbewehrung hat und

b) Kernquerschnittsfläche des Betons (als Kern die Fläche verstanden, welche vom Umschnürungseisen begrenzt wird), plus n facher Querschnitt der Längsbewehrung plus n mal c mal Fläche der auf Längsbewehrung umgerechneten Querbewehrung (wie unter a), wobei c der Quotient aus der Zugfestigkeit des Umschnürungseisens, geteilt durch die Druckbeanspruchung der Längseisen beim Eintritt des Bruches ist. (2600 — 2800 kg/cm^2 für gebräuchliche Handelsware.) Bei einer Zugfestigkeit des Umschnürungseisens 5600 kg/cm^2 wäre

$$c = \frac{5600}{2800} = 2 \text{ zu setzen.}$$

Besprechung der Probe-Ergebnisse.

Die Abmessungen der Probekörper, die Bruchlasten, die Ausbiegungen und alle übrigen Angaben sind aus folgenden Zusammenstellungen zu entnehmen.

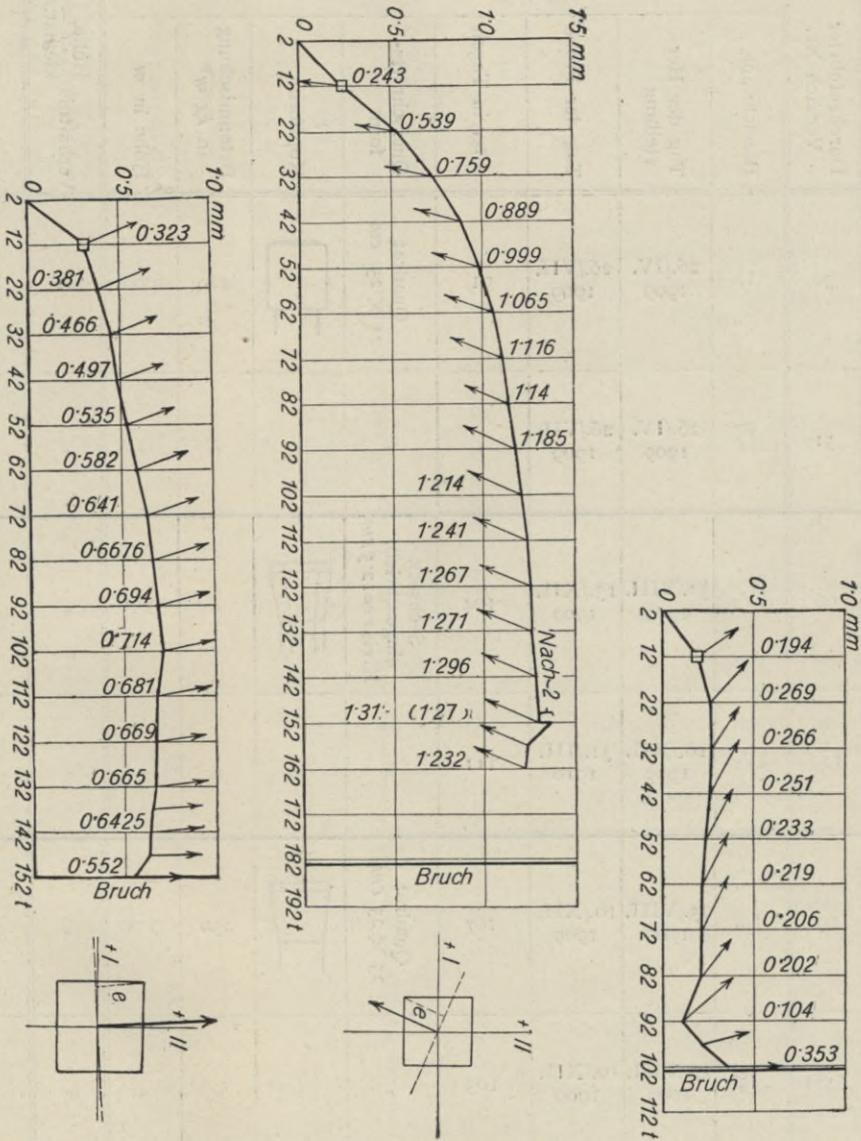
a) Säulen ohne Bewehrung:

Hierher gehören Tabelle Nr. 10 und die Abb. 54 bis 59 mit den Darstellungen der Ausbiegungen und die Schaubilder der gebrochenen Säulen Abb. 60—63. Diese Gruppe umfaßt sieben Versuche; Säulenhöhe 3.00 m .

Bei den Versuchen Nr. 30, 31 und 120 (Mischungsverhältnis 420 kg/cm^3 , d. h. 420 kg Portlandzement auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Kies) steht die Bemerkung: Bruch unter heftigem Schlag. Die Maximalausbiegung beim Versuch Nr. 120 betrug 4.9 mm . Die spezifischen Spannungen beim Bruch ohne Berücksichtigung der Biegung schwanken zwischen 234 kg/cm^2 und 292 kg/cm^2 und mit Beziehung auf den Mittelwert von 258 kg/cm^2 um 13.2 v. H. — 9.3 v. H. . Die Maxima der Bruchspannungen mit Berücksichtigung der Biegung schwanken zwischen 247 kg/cm^2 und 303 kg/cm^2 . Es muß jedoch in Rücksicht gezogen werden, daß in den meisten Fällen die tatsächlich vor dem Bruch aufgetretene Ausbiegung nicht mehr gemessen werden konnte und infolge dieses Umstandes die genaue Ermittlung der Randspannungen beim Bruch nicht möglich ist.

Im großen ganzen ist die Übereinstimmung jedoch befriedigend. Bei den Proben Nr. 31, 66 und 120 betragen die größten Randspannungen 303 kg/cm^2 .

Die Probekörper Nr. 63, 64 und 117 waren aus Beton im Mischungsverhältnisse 250 kg/m^3 hergestellt. Die spezifischen Spannungen beim Bruch (ohne



Biegungswerte) schwanken hier von 139 bis 191 und betragen im Mittel 165 kg/cm^2 ; die Schwankung mit Bezug auf den Mittelwert ist ± 15 v. H.

Die größte Randspannung erreicht 200 kg/cm^2 gegenüber 303 kg/cm^2 bei den Proben mit Beton vom Mischungsverhältnisse 420 kg/m^3 . Die Mittelwerte

Tabelle Nr. 10. Säulen ohne Bewehrung.
Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule										Bruchlast		Betonfläche F_B in cm^2	Größte Ausbiegung in d. Säulenmitte Δ in mm	Abstand der am meist gesp. Faser von d. auf d. Durchbiegungsebene Senkrecht durch die Schwerachse ϵ in cm	Trägheitsmoment J in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge l $\frac{l}{r}$	Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Würfelfestigkeit kg/cm^2 Alter in Tagen	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform	Betonmischung in kg/m^3	Höhe in m	Verhältnis: kleinst. Abm.	Belastungsart	Lagerung	der Säule in Tonnen										pro kg/cm^2 Säulenquerschnitt
30	I ₁	26./IV. 1909	26./VII. 1909	91	Quadrat $25 \times 25 \text{ cm}$		420	3'00	12	zentrisch	Flächen	152	242	625	(152) 0'552	13'59	32552	7'24	41'4	$\frac{247}{240}$	—	bei 152 t tritt erst Knistern ein, dann erfolgte unmittelbar darauf mit sehr heftigem Schläge der Bruch. Lichtbild
31	I ₂	26./IV. 1909	26./VII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	183'5	292	625	(162) 1'23	16'43	32552	7'24	41'4	$\frac{303}{281}$	—	Bruch unter sehr heftigem Schlag. Lichtbild
66	IV ₂	31./VIII. 1909	13./XII. 1909	104	Sechseck eingeschrieb. Kreis $r = 12'5 \text{ cm}$		"	3'00	"	"	"	127	234	541	(122) 0'40	12'67	23492	6'6	45'4	$\frac{303}{221}$	$\frac{358}{105}$	bricht plötzlich unter dem Kopf. Lichtbild
120	IV ₁	10./XII. 1909	31./III. 1910	111	"	"	"	"	"	"	"	142	262	541	(137) 4'90	14'4	23492	6'6	45'4	$\frac{303}{221}$	$\frac{342}{132}$	plötzlicher Bruch mit schieferm Abscheren knapp unter dem Kopfe unter sehr heftigem Schlag
63	I ₁₀	25./VIII. 1909	10./XII. 1909	107	Quadrat $25 \times 25 \text{ cm}$		250	3'00	"	"	"	119'5	191	625	(117) 1'66	16'45	32552	7'24	41'4	$\frac{200}{180}$	$\frac{307}{310}$	Bruch normal im oberen Drittel
64*)	I ₉	27./VIII. 1909	10./XII. 1909	105	"	"	"	"	"	"	"	103	165	625	(102) 0'354	14'16	32552	7'24	41'4	$\frac{167}{163}$	$\frac{307}{110}$	bei 92 t kleine lokale Absplitterungen am oberen Kopfrand. Bruch knapp unter dem Fuß. Lichtbild
117	I _{10a}	2./X. 1909	8./II. 1910	128	"	"	"	"	"	"	"	87	139	625	(87) 0'65	16'35	32552	7'24	41'4	$\frac{143}{135}$	$\frac{249}{128}$	Bruch knapp oberhalb der Fußpyramide, Druckkegelbildung

*) Bemerkung im Baubuch zu Versuch Nr. 64, Säule I₉. 18./IX. 1909. — An der Säule hatte sich nach dem Umlegen ein Sprung parallel zu einer Kante der oberen Druckfläche gezeigt. Der Beton wurde dort nachträglich abgebrochen und der fehlende Teil frisch betoniert.

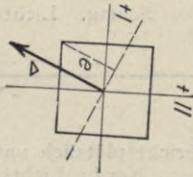
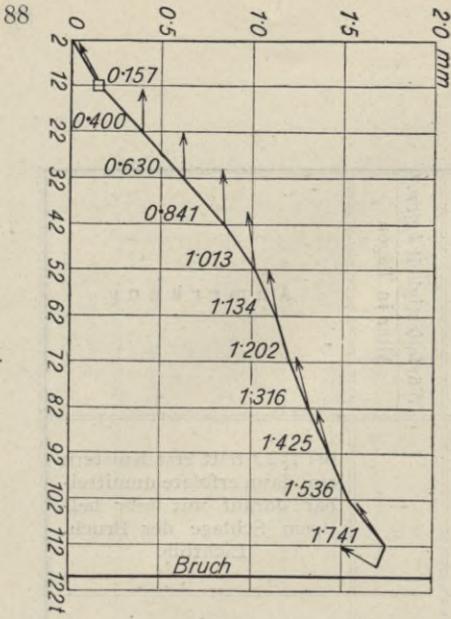


Abb. 57. Vers. 63, Säule I₁₀.

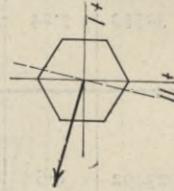
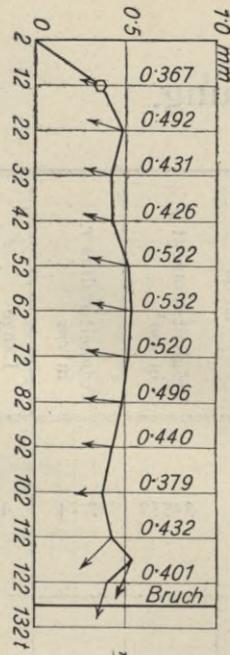


Abb. 59. Vers. 66, Säule IV₂.

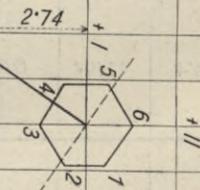
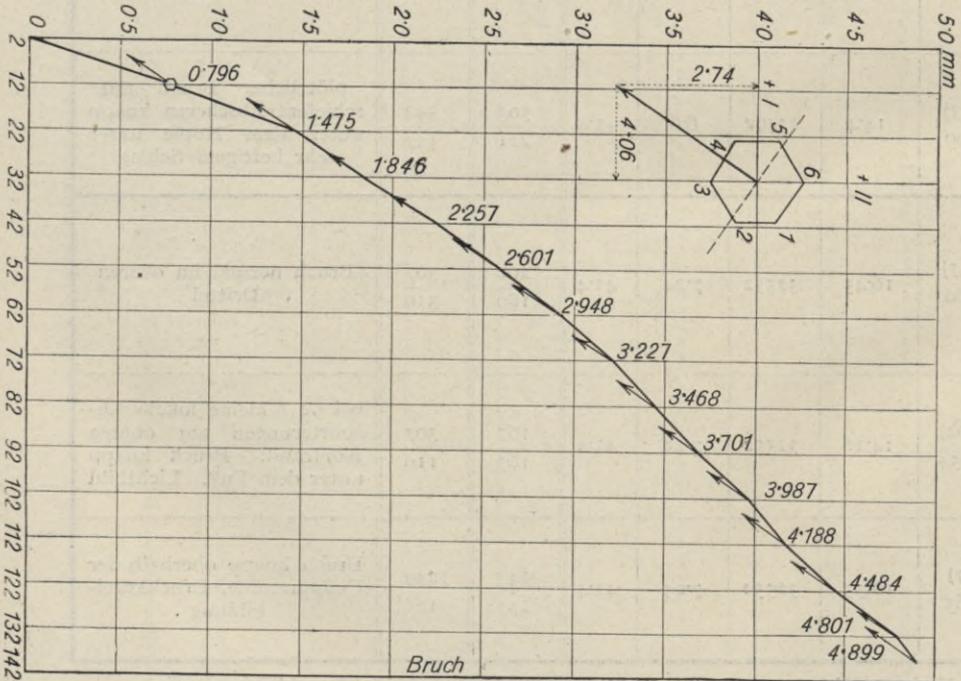


Abb. 58. Versuch 120, Säule IV₁.

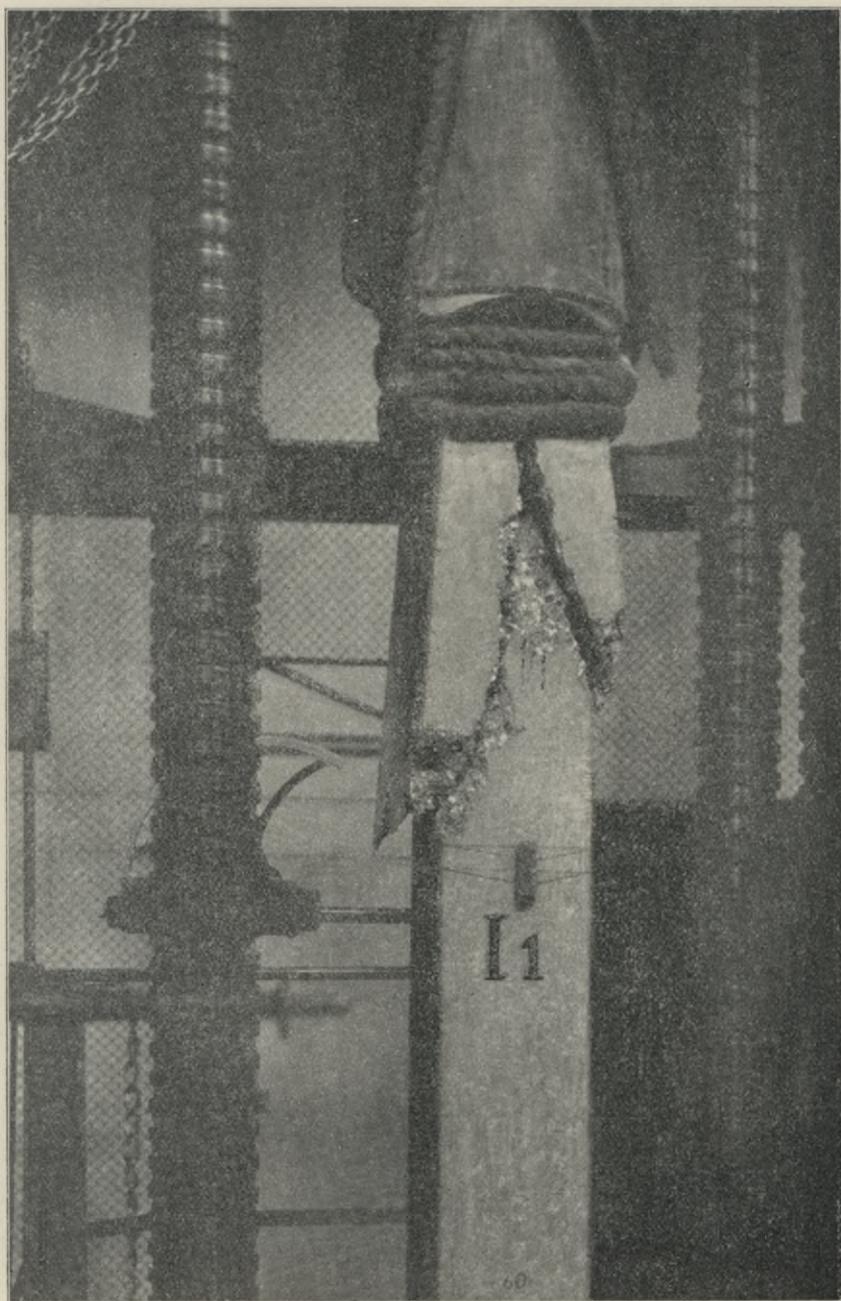


Abb. 60.



Abb. 61.

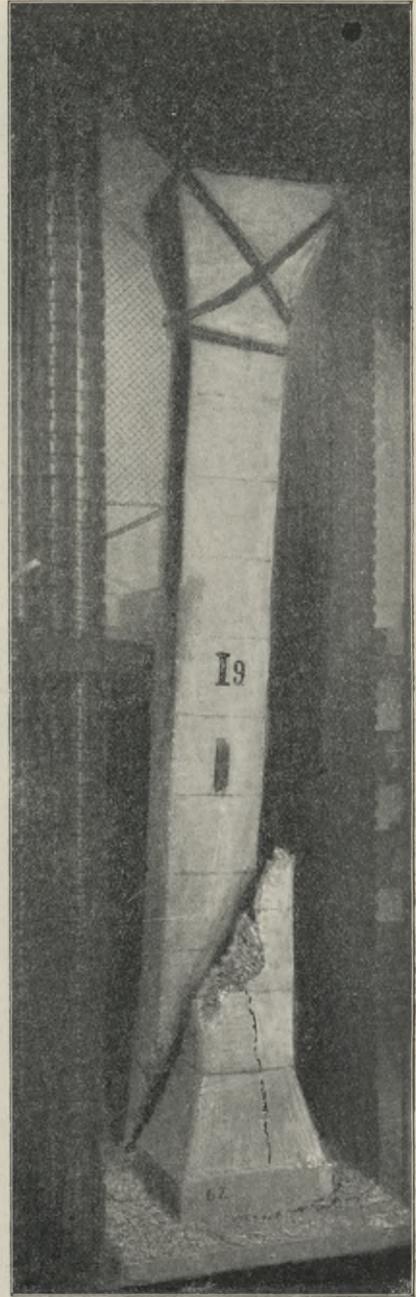


Abb. 62.

der Mischungen 420 kg/m^3 und 250 kg/m^3 liegen um 93 kg/cm^2 , die Randspannungen um 103 kg/cm^2 auseinander. Die Lichtbilder (Abb. Nr. 60 bis 63) zeigen die nach dem Bruch aufgetretenen Verhältnisse, insbesondere das schräge Abschieben, die Schaulinien (Abb. 54 bis 59) veranschaulichen das Verhalten der Säulen bezüglich der Ausbiegung.

Beim Versuch Nr. 66 mit einer Randspannung von 303 kg/cm^2 ist die Druckfestigkeit des zugehörigen Würfels 358 kg/cm^2 bei gleichem Alter; beim Versuch Nr. 120 beträgt die Randspannung 303 kg/cm^2 nach 111 Tagen Erhärtung, beim Würfel von gleichem Beton 342 kg/cm^2 nach 132 Tagen.

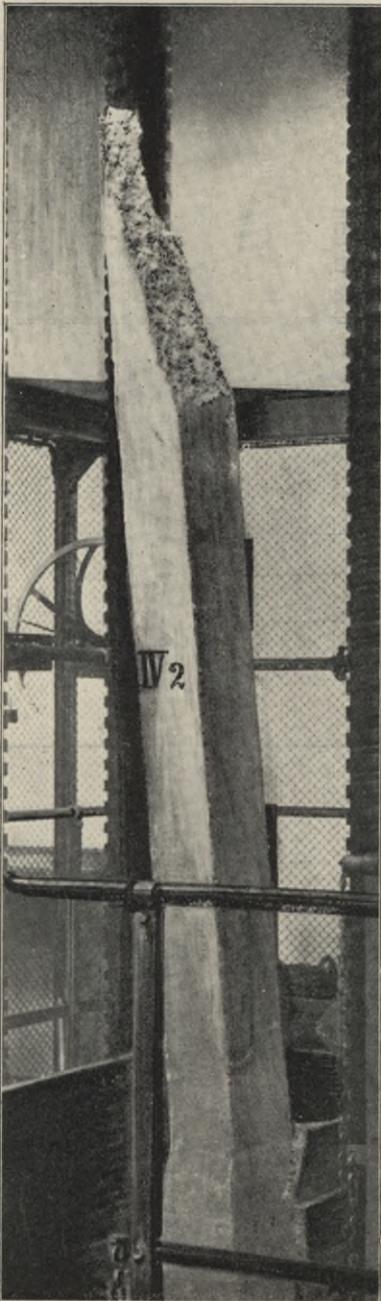


Abb. 63.

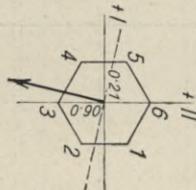
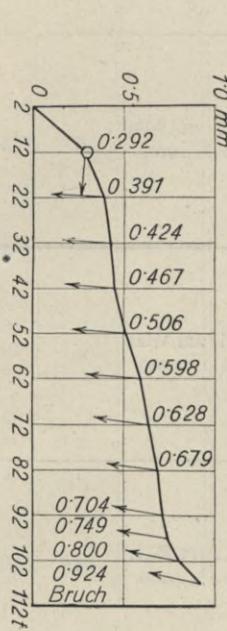


Abb. 64.

Vers. 19, Säule VI₁.

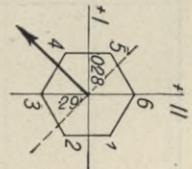
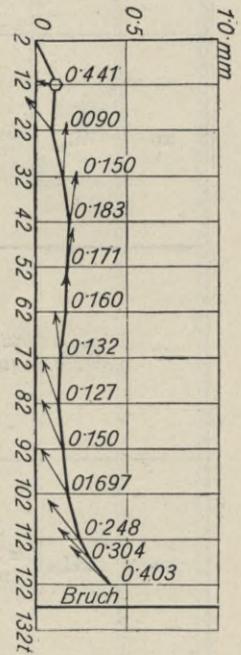
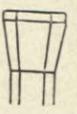


Abb. 65.

Vers. 20, Säule VI₂.

Tabelle Nr. II. Säulen ohne Längs-, nur mit spiralförmiger Querbewehrung; sechseckiger Querschnitt.
Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule								Bewehrung		Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in "m	Betonfläche F_B in cm^2	Trägheitsmoment J in cm^4	Trägheitsradius r in cm	$\frac{\text{Länge}}{\text{Träg.-Rad.}} = \frac{l}{r}$	Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Würfelfestigkeit $\frac{kg/cm^2}{\text{Alter in Tagen}}$	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform	Betonmischung in kg/m^3	Höhe in m	Höhe Kleinste Abm. Verhältnis	Durchmesser Ganghöhe mm			v. H.	der Säule in l									pro kg/cm^2 Säulenquerschnitt
19	VI ₁	3./VI. 1909	19./VII. 1909	46	Sechseck		420	3'00	12	8/100	0'695	zentrisch	Flächen	112	206	(107) 0'921	541	23492	6'6	45'5	$\frac{211}{201}$	—	bei 111'7 l plötzlich ca. $\frac{1}{2} m$ von unten zerstört. Lichtbild
20	VI ₂	3./VI. 1909	20./VII. 1909	47	"	"	"	"	"	"	"	"	"	127	234	(122) 0'403	541	23492	6'6	45'5	$\frac{237}{231}$	—	122 l nichts zu bemerken 127 l Bruch ca. $\frac{1}{2} m$ unter dem Kopfansatz. Lichtbild
27	VII ₁	12./VI. 1909	22./VII. 1909	40	"	"	"	4'50	18	6/50	0'722	"	"	107	197	(102) 2'554	541	23492	6'6	68'2	$\frac{210}{178}$	—	Lichtbild
72	VII _{1a}	25./X. 1909	15./XII. 1909	51	"		"	"	"	"	"	"	"	127	234	(127) 2'316	541	23492	6'6	68'2	$\frac{251}{178}$	$\frac{316}{96}$	bricht nach ca. 3 Minuten unter Druckerscheinung

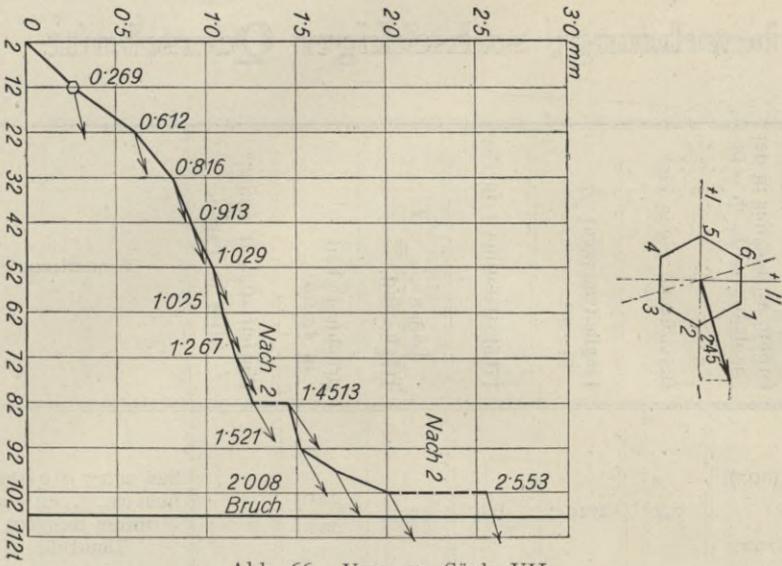


Abb. 66. Vers. 72, Säule VII₁.

Die größere Abweichung bei den Versuchen 63 und 64 einerseits und dem Versuch Nr. 117 hat ihre Begründung in der Verschiedenheit des Zementes. Der Versuchskörper Nr. 117 ist aus einem frisch gelieferten Zement angefertigt; hiefür sei auf die bei den Würfelproben vorgebrachten Ausführungen verwiesen.

Jedenfalls ist die Überlegenheit der Mischung 420 kg/m³ gegenüber jener 250 kg/m³ auffallend hervorgetreten.

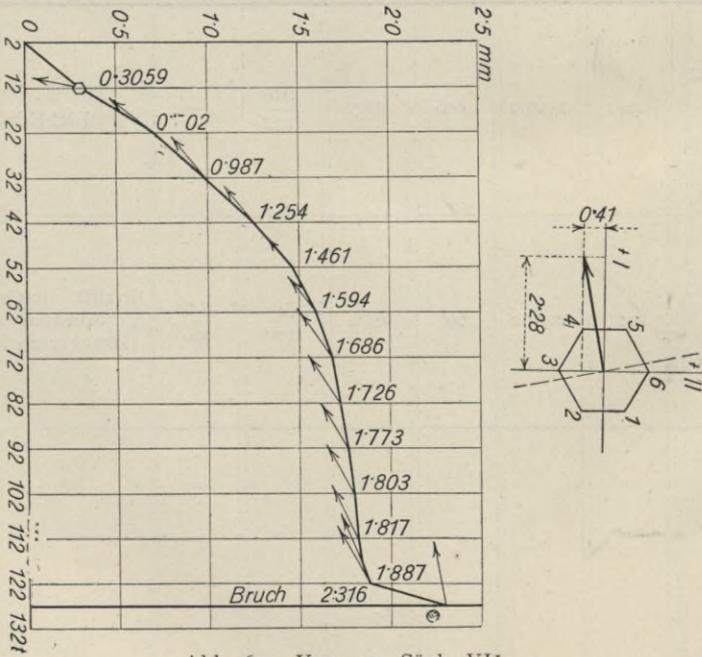


Abb. 67. Vers. 27, Säule VII_{1a}.

b) Säulen mit Querbewehrung (ohne Längsbewehrung).

Hiezu Tabelle Nr. 11 und Abb. 64 bis 67 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 68 bis 70 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Diese Gruppe umfaßt vier Versuche mit Säulen von sechseckigem Querschnitt, 2 Säulen 3,00 m und 2 Säulen 4,5 m hoch. Die Erhärtungsdauer ist verschieden, 40 bis 51 Tage. Die spezifischen Spannungen (Bruchlast dividiert durch die Querschnittfläche der Säule) schwanken von 197 bis 234, das Mittel der 4 Versuche ist 218 kg/cm^2 . Die Randspannungen schwanken von 210 bis 251.

Die 3,00 m hohen Säulen hatten 0,695 v. H. Querbewehrung; das Mittel der Maximal-Randspannungen ist 224 kg/cm^2 . Die 4,5 m hohen Probensäulen hatten 0,722 v. H. Querbewehrung; trotz der größeren Höhe ist das Mittel der Maximal-Randspannungen etwas höher (231 kg/cm^2) als bei den beiden 3,00 m hohen Säulen, worin man mit Recht den Einfluß der geringeren Ganghöhe der Querbewehrung als Ursache erkennen kann, da das Bewehrungsprozent selbst nicht wesentlich verschieden ist. Die Ausbiegungen erreichten bei den 3,00 m hohen Säulen kaum 1 mm, betrug aber bei den 4,5 m hohen Säulen schon 2,3 bis 2,5 mm. Die Verschiedenheit der Erhärtungsdauer zwischen Versuch Nr. 27 und Nr. 72 (11 Tage) macht sich in den Ergebnissen schon bedeutend fühlbar. Von Versuch Nr. 27 zeigt die Schaulinie (Abb. 66) das Anwachsen der Ausbiegung in den Belastungspausen; ferner ist in Abb. Nr. 70 (Versuch Nr. 20) die Zerstörung unter dem Kopf zu ersehen, in Abb. 69 (Versuch Nr. 27) die Deformationen in der Säulenmitte.

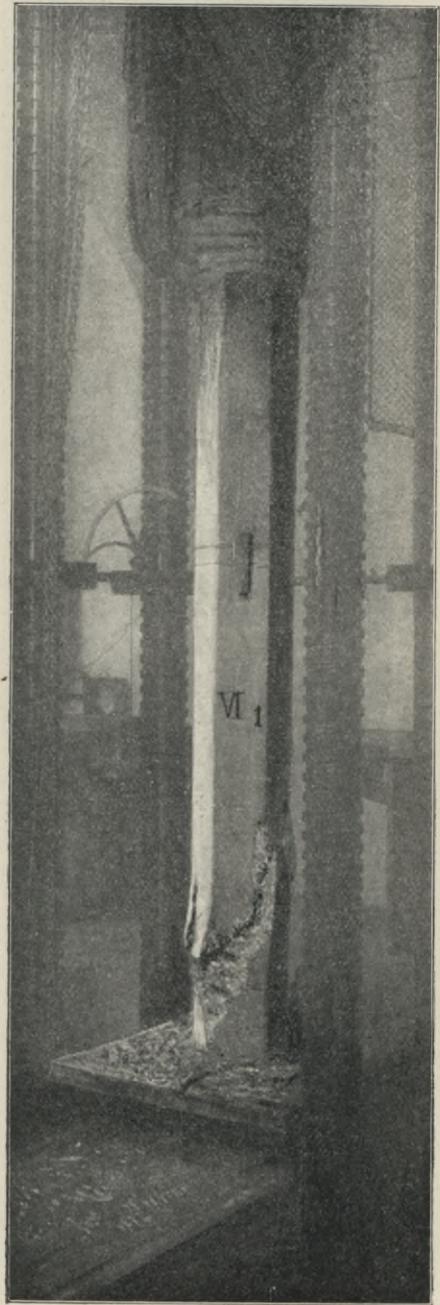


Abb. 68.



Abb 69

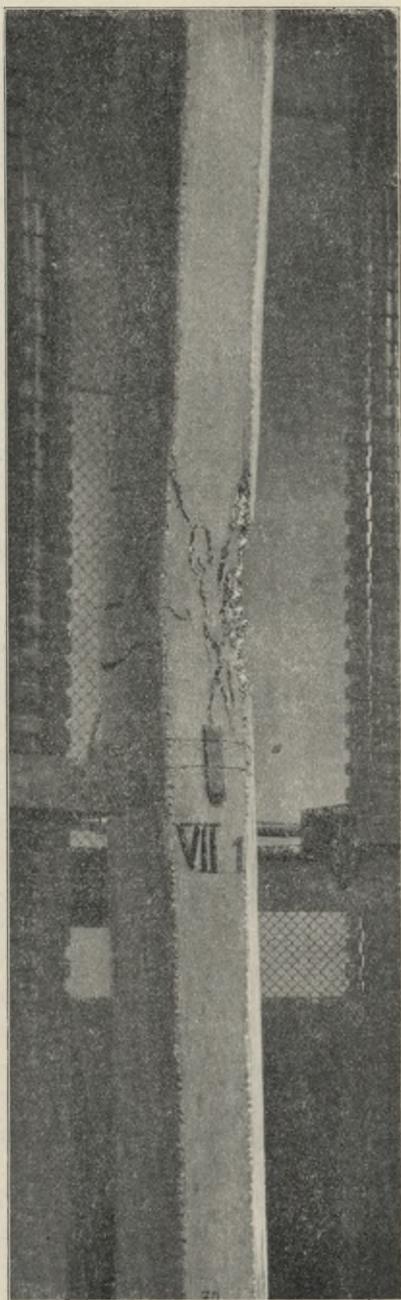
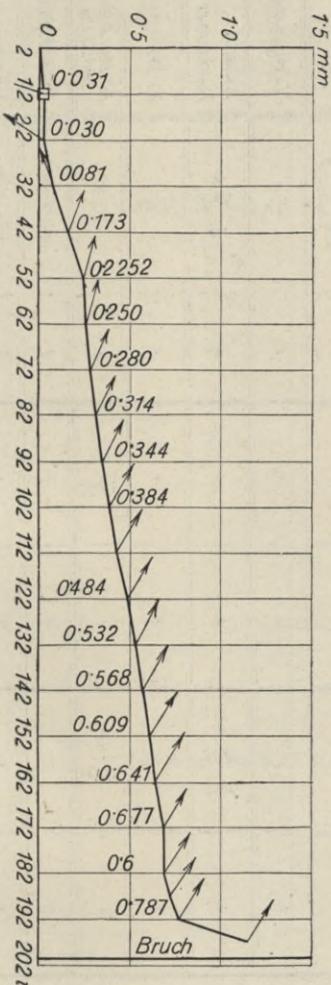
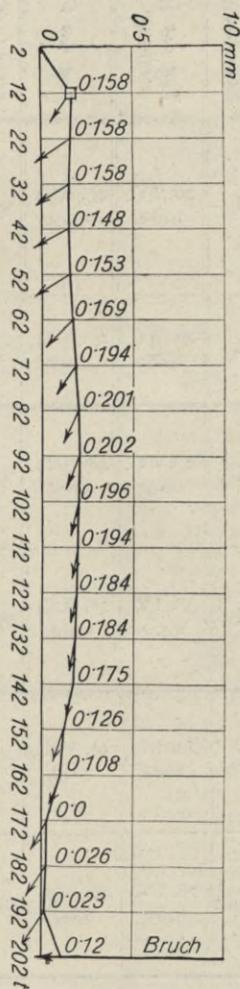


Abb 70

c) Gruppe I a.

Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitte.

Säulen 3,00 m hoch, Betonmischung 420 kg/m^3 . Die Erhärtungsdauer ist 90 bis 93 Tage. Hierzu Tabelle Nr. 12 und Abb. 71 bis 75 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 76 und 77 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen. Die Ergebnisse der Proben dieser Gruppe sind wohl als einzig gleichartig anzu-

Abb. 71. Vers. 33, Säule I₄.Abb. 72. Vers. 35, Säule I₅.

sprechen und geben, da sowohl verschiedene Längsbewehrungen als auch Querbewehrungen in Betracht kommen, ein äußerst lehrreiches Material an die Hand. Es sollen daher die Erscheinungen bei dieser Gruppe eingehender besprochen werden.

Erleichtert ist der Vergleich zunächst durch den günstigen Umstand, daß die 6 Versuchssäulen an 2 aufeinander folgenden Tagen, also mit gleichartigem Zement und unter sonst gleichen Verhältnissen hergestellt wurden.

Tabelle Nr. 12. Gruppe Ia. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 3,00 m hoch.
 Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule					Höhe Verhältnis: kleinst. Abm.	Längs-Quer-Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	$(n-1)$ fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenpannung in kg/cm ²	Wurfelsteigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform		Kopfform	Anzahl Durchmesser mm	v. H.			Anzahl RE. 7 mm Entfernung in mm	der Säule in Tonnen		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der betonierten Bewehrung e in cm																	Entfernung der Bewehrung e' in cm
							zentratisch	Flächen	202			323	(202)		14'99	11'87																	
32	I ₃	26./IV. 1909	27./VII. 1909	92	Quadrat		12	4 RE 16	1'29	$\frac{8}{250}$	zentratisch	Flächen	202	323	(202)	1'468	14'99	11'87	625	8'04	8	56	681	297	32550	5516	38070	7'47	40	$\frac{309}{285}$	$\frac{2450}{2302}$	plötzlicher Bruch ober dem Fuß. Lichtbild	
33	I ₁	27./IV. 1909	27./VII. 1909	91	"	"	"	"	"	"	"	"	200'7	321	(197)	0'904	17'24	13'69	"	"	"	"	294	"	"	"	"	"	$\frac{303}{285}$	$\frac{2410}{2294}$	Bruch unter Schlag in der Mitte		
35	I ₅	27./IV. 1909	28./VII. 1909	92	"	"	"	"	"	$\frac{16}{125}$	"	"	202	323	(202)	—	12'5	9'9	"	"	"	"	297	"	"	"	"	297	2376	Bruch unter dem Kopf bei heftigem Wegschleudern der Hülle			
34	I ₁	28./IV. 1909	27./VII. 1909	90	"	"	"	"	"	"	"	"	212	338	(212)	0'644	16'9	13'4	"	"	"	"	311	"	"	"	"	$\frac{317}{305}$	$\frac{2527}{2453}$	bricht unter der stehenden Last $\frac{1}{4}$ m ober der Mitte			
36	I ₇	28./IV. 1909	28./VII. 1909	91	"	"	"	4 RE 25	3'14	$\frac{8}{250}$	"	"	225	360	(222)	1'038	17'2	13'0	"	19'63	"	137	762	295	"	12270	44820	8	37'5	$\frac{304}{286}$	$\frac{2418}{2302}$	ca. 30 cm unter dem Kopf befindet sich die Spitze des Druckkegels	
37	I ₈	28./IV. 1909	28./VII. 1909	91	"	"	"	"	"	"	"	"	235.6	376	(227)	0'06	16'8	12'7	"	"	"	"	308	"	"	"	"	308	2470	bis 235'6 t wurde die Last gesteigert, dann entlastet. Bei neuerlicher Belastung trat bei 235'6 t Knistern und gleich darauf der Bruch ein. Lichtbild			
37	Säule I ₈ nach den Vorschriften berechnet															"	"	16	—	840	280	—	—	—	—	—	—	—	—	—	280	4480	
58	I ₁₁	24./VII. 1909	9./VIII. 1909	16	Quadrat		12	4 RE 16	1'29	$\frac{8}{250}$	zentratisch	Flächen	115	184	—	—	—	—	"	8'04	"	120'6	745	154	—	—	—	—	—	154	2364	$\frac{196}{16}$	*) Siehe Seite 103

Versuch Nr. 32 und Nr. 33. Spezifische Bruchspannung per cm^2 Säulen Querschnitt 323 bzw. 321 kg/cm^2 , im Mittel 322 kg/cm^2 .

Versuch Nr. 35 und 34. Spezifische Bruchspannung 323 bzw. 338, im Mittel 331 kg/cm^2 . Man kann den kleinen Unterschied als Folge der stärkeren Querbewehrung bei den Versuchen Nr. 35 und 34 auffassen.

Versuch Nr. 36 und 37 mit 3'14 v. H. Längsbewehrung, spezifische Bruchspannung per cm^2 Säulenquerschnitt 360 bzw. 376, im Mittel 368 kg/cm^2 Querbewehrung wie bei Nr. 32 und 33. Die größere spezifische Spannung (Bruch-

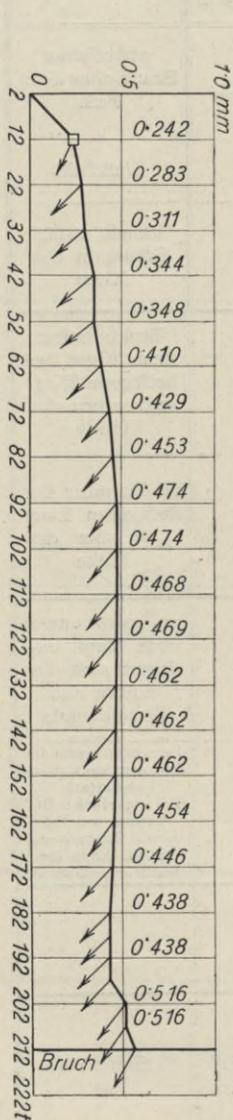


Abb. 73. Vers. 34, Säule I6.

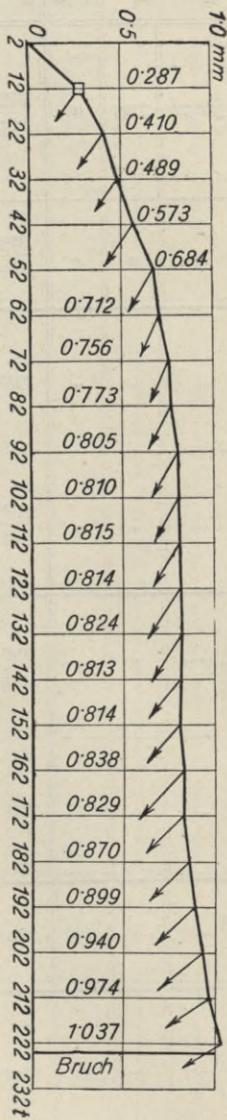


Abb. 74. Vers. 36, Säule I7.

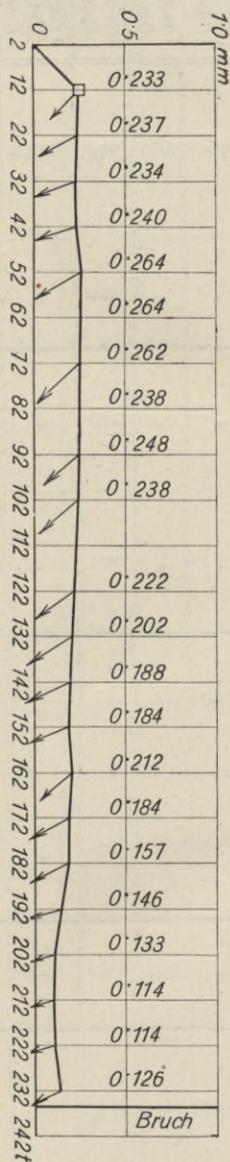


Abb. 75. Vers. 37, Säule I8.

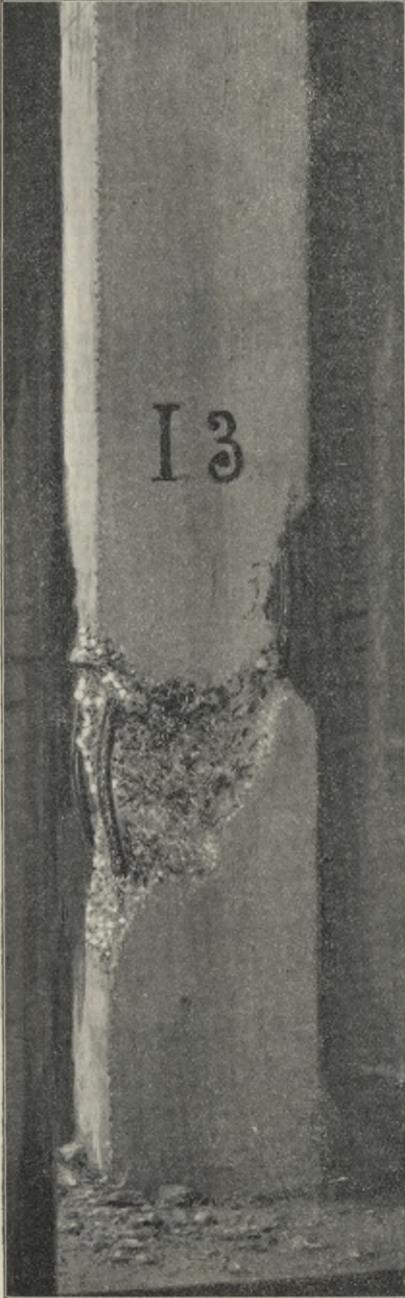


Abb. 76

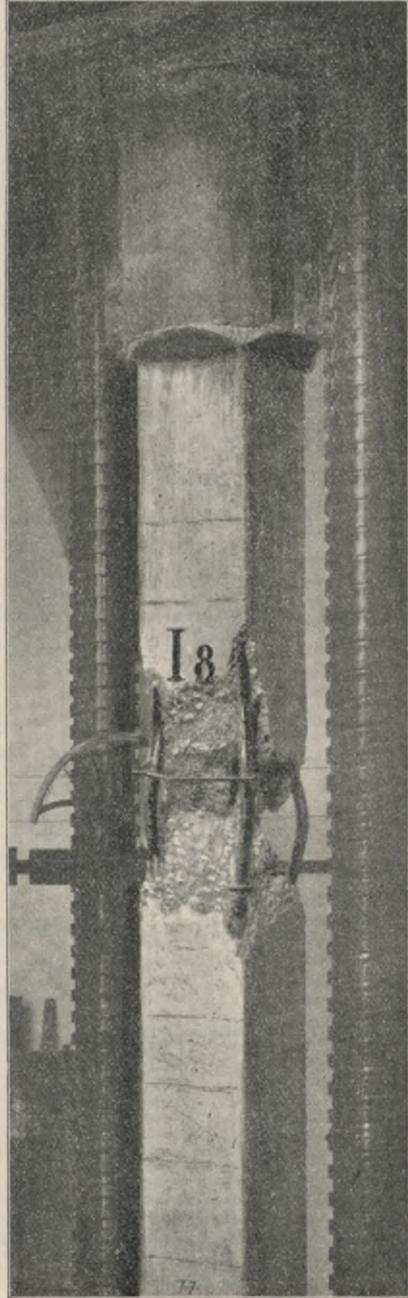


Abb. 77

last) geteilt durch „Querschnittsfläche der Säule“, ist bedingt durch den größeren Eisenaufwand der Längsbewehrung. Die Ausbiegungen waren sehr klein und können bei Versuch Nr. 35 und Nr. 37 (Abb. 72 und 75) als Null betrachtet werden, da der kleine, am Gradbogen abgelesene Wert nicht als Folge der Ausbiegung, sondern wahrscheinlich als solche der Querdehnung anzusehen ist.

Auf Grund der Schaulinien (Abb. 34 und 37) wurde zunächst „ $n = 8$ “ angenommen. Die Werte für die Beanspruchung des Betons im Bruchstadium $K_N = \text{Bruchlast}$, geteilt durch ideelle Fläche, ergeben sich in voller Übereinstimmung für die 6 in Frage kommenden Proben mit dem Minimum von 294 und Maximum 311 kg/cm^2 , und sind die perzentuellen Unterschiede kleiner als selbe sonst bei Würfelproben aufzutreten pflegen.

Stellt man die Versuche Nr. 32 und 33 den Versuchen Nr. 36 und 37 gegenüber, welche sich bei gleicher Querbewehrung nur durch die Längsbewehrung unterscheiden, so verhalten sich die Mittelwerte der Betonspannungen wie 295,5 zu 301,5 kg/cm^2 , ein Beweis, daß die Ziffer $n = 8$ in vorliegender Berechnung ziemlich glücklich gewählt ist, und ein weiterer Beweis dafür, daß die Verbundwirkung bei diesen Bewehrungsprozenten eine vollkommen gleichmäßige ist. Die in manchen Verordnungen bezüglich der Bewehrungsprozente auferlegten Einschränkungen bezüglich Mitwirkung des Eisens im Verbundkörper sind wohl durch andere Erwägungen, wie Hintanhaltung zu geringer Dimensionierung der Beton-Querschnitte bei Projektierung und Ausführung usw. begründet.

Die Größtwerte der Randspannungen für diese 6 Säulen schwanken zwischen 297 und 317 kg/cm^2 . Im Vergleich zwischen verschiedenen Querbewehrungen bei gleicher Längsbewehrung schwanken die Mittelwerte zwischen 306 und 307 kg/cm^2 , zwischen verschiedenen Längsbewehrungen bei gleicher Querbewehrung zwischen 306 und 306 kg/cm^2 .

Ist das Zufall?

Die Maxima der Eisenspannungen (die Spannungen sind für die Mittelpunkte der Querschnitte der Eiseneinlagen berechnet) liegen zwischen 2376 und 2527 kg/cm^2 . Die größeren Unterschiede sind nur bei den Säulen mit stärkerer Querbewehrung zu finden.

Versuch Nr. 35 und 34. 2376—2527 kg/cm^2 ; das Mittel aus 32 und 33 ist 2430 kg/cm^2 und das Mittel aus 36 und 37 ist 2444 kg/cm^2 trotz verschiedener Prozente der Längsbewehrung. Leider wurden gerade zu diesen Versuchen keine Würfelproben angefertigt.

Für Versuch 37 wurden auch die Ergebnisse der Berechnung nach den amtlichen österreichischen Vorschriften angefügt. Mittlere Betonpressung 280 kg/cm^2 ; Eisenspannung im Maximum 4480 kg/cm^2 . Die Differenz in der Betonspannung gegenüber der Rechnung mit $n = 8$ ergibt sich mit 28 kg/cm^2 , die der Eisenbeanspruchung jedoch mit 2010 kg/cm^2 ; denn nach der üblichen Berechnung mit $n = 15$ und Vernachlässigung der Korrektur (Abzug der Eisen-

fläche von der Betonfläche) ist eigentlich $n = 16$. Die Schaulinien der Ausbiegungen zeigen einen äußerst gleichartigen Verlauf, besonders bei Versuch 37 (Abb. 75) ist dies der Fall, es ändert sich im Verlaufe des Versuches nur die Biegungsrichtung.

Die Lichtbilder (Abb. 76 und 77) zeigen in schöner Weise den erfolgten Bruch, insbesondere das Ausbiegen der Eisenstäbe an der Bruchstelle. Das Ausknicken der Stäbe ist die Folge des eingetretenen Bruches im Beton, dessen Ursache auf die bedeutende Querdehnung des Eisens bei dieser Laststufe zurückgeführt werden kann. Bei diesen Proben wurde der Beton voll ausgenützt und wird bei dieser Mischung und dieser Erhärtungsdauer (90 Tage) bereits jene Stufe erreicht, wo der Beton noch tragfähig wäre, wenn das Eisen durch seine Querdehnung nicht Anlaß zur Zerstörung des Betons geben würde.

Versuch Nr. 58. Erhärtungsdauer 16 Tage. Es war lediglich geplant, die neue Kopfform zu untersuchen. Infolge eines Versehens blieb bei der Versuchsdurchführung ein Ventil offen und plötzlich zeigte das Manometer 115 Tonnen Belastung. Die Ergebnisse wurden, da dieselben mannigfaches Interesse bieten, in die Zusammenstellung aufgenommen. Für diese Erhärtungsstufe dürfte $n = 16$ angenähert richtig sein. Die spezifische Spannung für den Säulen-Querschnitt betrug 184 kg/cm^2 (besser als bei den in der nächsten Zusammenstellung folgenden Versuchen).

Die mittlere Betonspannung ergibt sich mit 154, die Eisenspannung mit 2364 kg/cm^2 ; bei dem noch weichen, schmiegsamen Beton wirkt das Eisen verhältnismäßig kräftiger mit. Die Festigkeit des Kontrollwürfels mit 196 kg/cm^2 nach 14 Tagen läßt die errechnete Ziffer der Betonspannung mit 154 kg/cm^2 als ziemlich wahrscheinlich erscheinen. Das günstige Ergebnis bezüglich der Bruchlast bei dieser Säulenprobe darf wohl zum Teile auf den Umstand zurückgeführt werden, daß der Druck stetig ohne Unterbrechung (durch Ablesungen etc.) von 0 auf 115 t gesteigert wurde. Es zeigt sich, daß bei Säulen aus Beton im Mischungsverhältnisse 420 kg/m^3 die Festigkeit nach 16 Tagen nahezu so groß ist, als bei der Mischung 250 kg/m^3 nach 95—100 Tagen.

Gruppe I b.

Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitte.

Säulen 3,00 m hoch, Betonmischung 250 kg/m^3 . Die Erhärtungsdauer ist 96 bis 134 Tage. Hiezu Tabelle Nr. 13 und Abb. 78 bis 83 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 84, 85 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Die Versuche Nr. 58 a, 59, 61, 62 und 60 zeigen mit Rücksicht auf das Mischungsverhältnis 250 kg/m^3 befriedigende Ergebnisse.

Die spezifische Spannung des Säulenquerschnittes ist im Mittel 177 kg/cm^2 , die Abweichungen betragen + 11 v. H. und — 8 v. H., die mittlere Betonspannung unter der Annahme $n = 12$ (mit Berücksichtigung des Mischungsverhältnisses) ist 155 kg/cm^2 (Maximum 172, Minimum 143), daher + 11 v. H. — 8 v. H., also ähnliche Verhältnisse wie früher. Die größten Randspannungen sind im Maximum

Tabelle Nr. 13. Gruppe Ib. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 3'00 m hoch.

Betonmischung 250 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Höhe kleinst. Abm.	Längs-Quer-			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in cm	von der Schwerachse		Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung						
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Anzahl	Bewehrung				der Säule in Tonnen	pro kg/cm ² Säulenquerschnitt		Entfernung der gespannten Bewehrung in cm	Entfernung der Bewehrung in cm																Betonsfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Trägheitsradius	Betonspannung	Eisenspannung	Würfelfestigkeit
									Durchmesser mm	v. H.																												
58a	I _{11a}	23./VIII. 1909	7./XII. 1909	106	Quadrat		12	4	1'29	8	zentrisch	Flächen	112	180	(112) 1'64	12'65	10'02	625	8'04	12	88'44	713	157'5	32552	8668	41220	7'6	39'5	163/152	1943/1835	307/110	Bruch in der Mitte. Lichtbild						
59	I ₁₂	23./VIII. 1909	9./XII. 1909	108	"	"	"	"	"	"	"	"	111	178	(107) 2'114	17'03	13'49	"	"	"	"	157	"	"	"	"	"	167/147	1976/1792	"	Lichtbild							
61	I ₁₅	24./VIII. 1909	9./XII. 1909	107	"	"	"	"	"	"	"	"	102'8	165	(102) 3'69	12'97	10'27	"	"	"	"	144	"	"	"	"	"	156/132	1842/1614	304/109								
62	I ₁₃	24./VIII. 1909	9./XII. 1909	107	"	"	"	"	"	"	"	"	123	197	(122) 1'748	16'56	13'12	"	"	"	"	172	"	"	"	"	"	181/163	2147/1981	"								
60	I ₁₄	24./VIII. 1909	9./XII. 1909	107	"	"	"	"	"	"	"	"	102	163	(102) 1'971	12'60	9'98	"	"	"	"	143	"	"	"	"	"	149/137	1873/1657	"								
162	I _{13a}	12./IV. 1910	19./VII. 1910	98	"	"	"	"	"	"	"	Spitzen	132	210	(127) 1'19	13'89	11'00	"	"	"	"	185	"	"	"	"	"	"	190/180	2270/2170	256/99							
161	I _{14a}	12./IV. 1910	19./VII. 1910	98	"	"	"	"	"	"	"	"	137	219	(137) 2'826	14'26	11'40	"	"	"	"	192	"	"	"	"	"	206/187	2433/2175	"								
164	I _{15a}	12./IV. 1910	20./VII. 1910	99	"	"	"	"	"	"	5 cm ex-zentrisch	"	82	131	8'182	13'11	10'39	"	"	11	80'40	705	116'5	"	7880	40430	7'55	39'8	258/26	2590/30	"							
163	I _{16a}	15./IV. 1910	20./VII. 1910	96	"	"	"	"	"	"	"	"	92	147	(87) 7'394	13'36	10'58	"	"	11	"	130	"	"	"	"	"	304/44	2950/90	253/98								
111	I ₁₇	24./IX. 1909	3./II. 1910	132	"	"	"	"	"	16	Flächen	117	187	(112) 2'02	17'45	13'82	"	"	10	72'36	697	168	"	7092	39645	7'5	40	178/158	1762/1598	322/136								
114	I ₁₈	24./IX. 1909	4./II. 1910	132	"	"	"	"	"	"	"	"	126'2	201	(122) 1'974	17'70	14'02	"	"	"	"	181	"	"	"	"	"	192/170	1898/1722	"	Druckbruch mit schiefer Abschieben ca 1/2 m ober der Mitte							
113	I ₁₉	24./IX. 1909	4./II. 1910	132	"	"	"	4	3'14	8	"	"	132	211	(127) 0'46	14'75	11'15	"	19'63	"	176'67	801	165	"	15777	48330	7'75	38'7	166/164	1658/1642	"	desgl. ca 1/2 m unter dem Kopf						
112	I ₂₀	26./IX. 1909	3./II. 1910	131	"	"	"	"	"	"	"	"	137	219	(132) 1'774	15'54	11'75	"	"	"	"	171	"	"	"	"	"	179/163	1769/1651	272/135	desgl. ca 1/2 m ober der Mitte							
115	I ₂₁	25./IX. 1909	5./II. 1910	132	"	"	"	"	"	4	"	"	130	210	(127) 1'165	12'64	9'78	"	"	"	"	162	"	"	"	"	"	166/158	1651/1589	"	desgl. ca 1/2 m über dem Fuße							
116	I ₂₂	25./IX. 1909	7./II. 1910	134	"	"	"	"	"	"	"	"	132	211	(127) 1'986	14'35	10'85	"	"	"	"	165	"	"	"	"	"	173/157	1709/1591	"	desgl. etwas unter der Mitte							

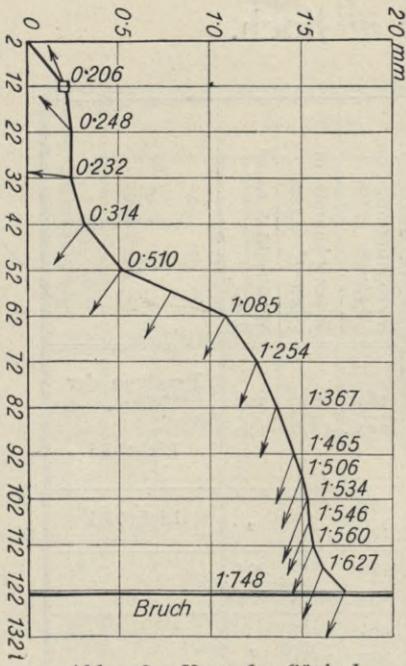


Abb. 78. Vers. 62. Säule I₁₃.

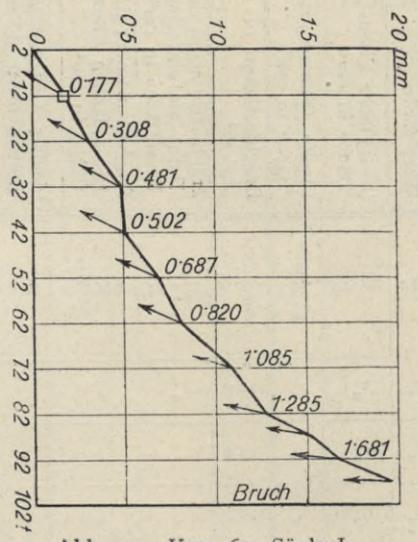


Abb. 79. Vers. 60. Säule I₄.

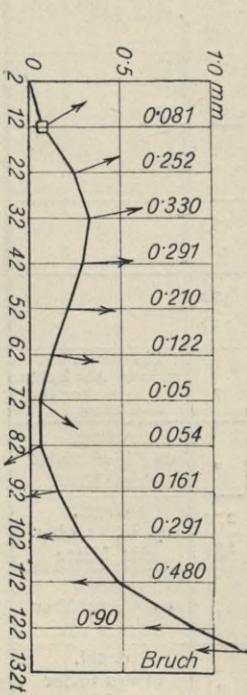


Abb. 80. Vers. 162, Säule I_{13a}.

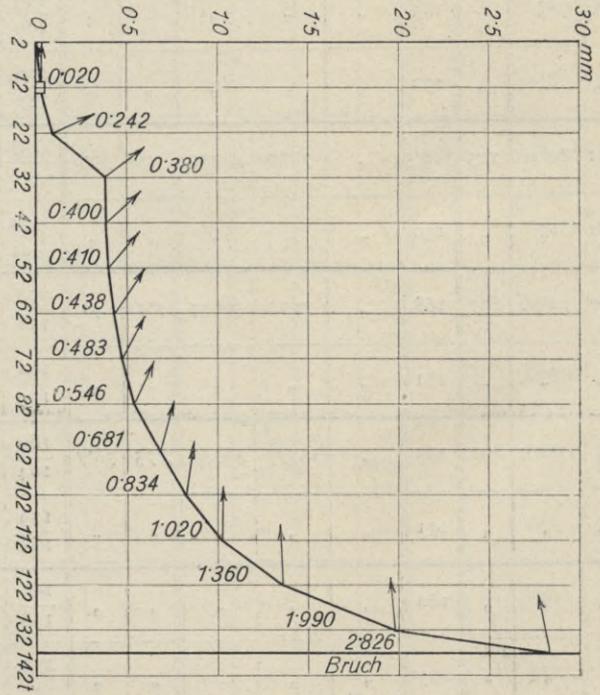


Abb. 81. Vers. 161, Abb. I_{14a}.

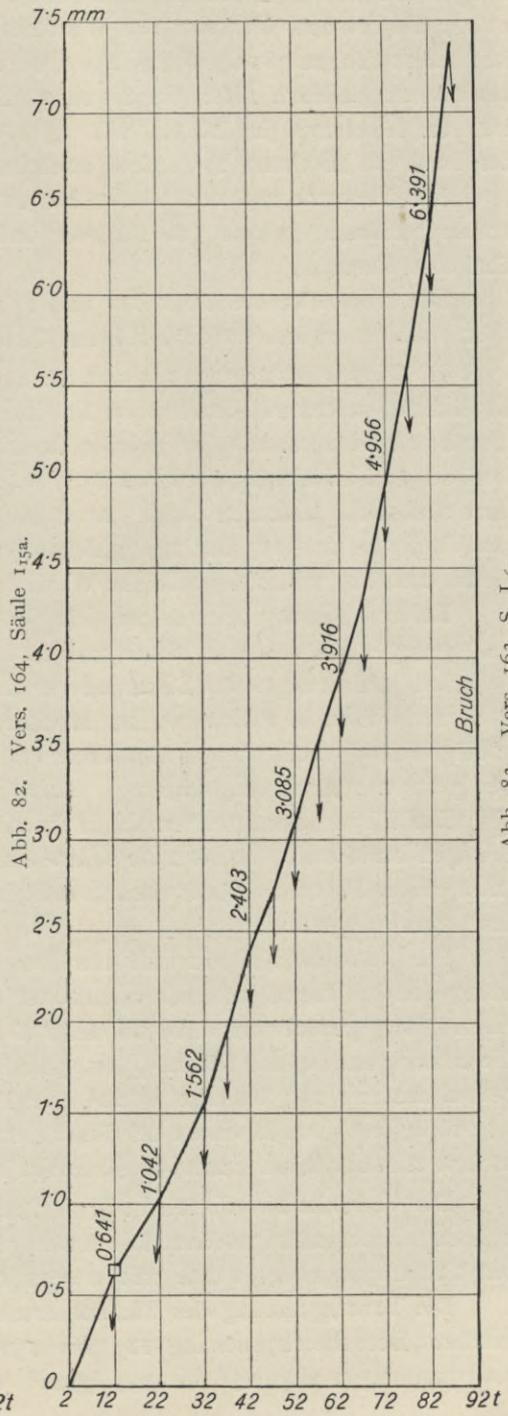
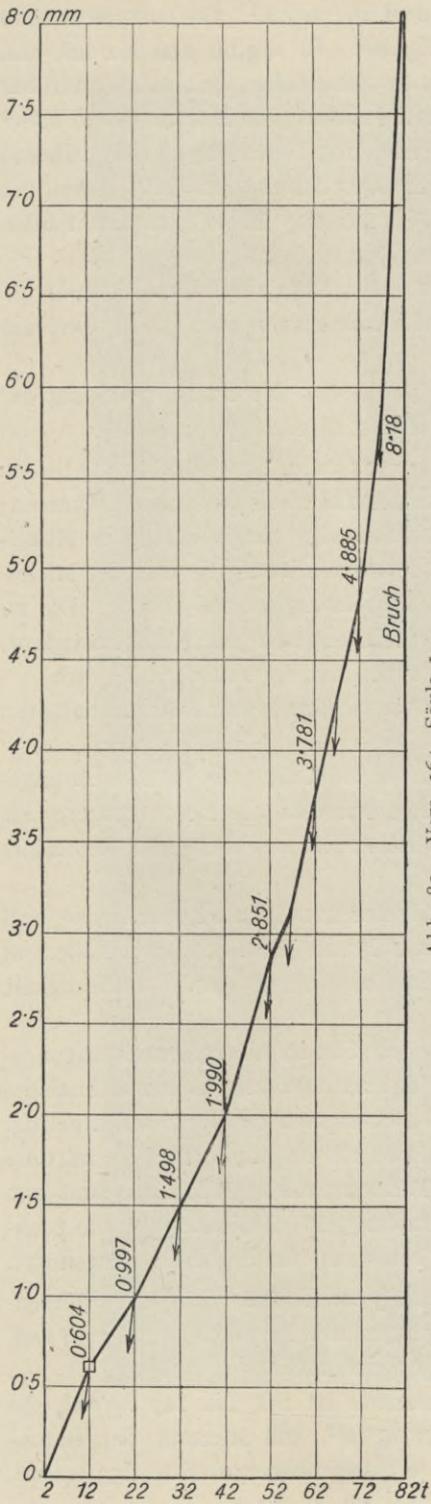


Abb. 83. Vers. 163, Säule 16a.

181 kg/cm^2 , im Minimum 149 kg/cm^2 , im Mittel 163 kg/cm^2 . Die entsprechenden Würfel Festigkeiten betragen 307 und 304 kg/cm^2 . Es ergibt sich hieraus, daß sich der Einfluß des Mischungsverhältnisses in den Säulen weit stärker fühlbar macht als bei den Würfeln: Die Würfel Festigkeit bei der Mischung 420 kg/m^3 ist nach 109 Tagen 381 kg/cm^2 , bei 250 kg/m^3 nach 109 Tagen 305 kg/cm^2 , während bei nahezu gleichem Alter die maximale Betonspannung in den Säulen der ersteren Mischung (im Mittel) 281 kg/cm^2 nach 103 Tagen, in den Säulen der letzteren Mischung 163 kg/cm^2 nach 109 Tagen beträgt.

Die Versuche mit den Säulen Nr. 111 und 114, gleich bewehrt wie die vorbesprochenen, jedoch von längerer Erhärtungsdauer als jene, geben ein ähnliches Resultat.

Die beiden Versuche Nr. 111 und 114 sind von der bei Besprechung der Würfelproben erwähnten frischen Zementlieferung angefertigt.

Die Versuche 113, 112, 115 und 116 mit 3·14 v. H. Längsbewehrung liefern Ergebnisse, welche mit den Proben Nr. 111 und 114 recht gut übereinstimmen; dieselben sind auch aus der gleichen Zementlieferung hergestellt. Der Mittelwert der Betonspannung der mit 1·29 v. H. bewehrten ist 175 kg/cm^2 , der Mittelwert aus den 4 Versuchen von 3·14 v. H. Bewehrung ist 166 kg/cm^2 . Die zu den Versuchen 111, 113 und 114 gehörigen Würfel ergeben 322 kg/cm^2 Festigkeit, die zu 112, 115 und 116 gehörigen Würfelproben hingegen nur 272 kg/cm^2 .

Bei den Säulenproben zeigen sich die Abweichungen der Betonfestigkeiten weit geringer als aus den Würfelproben.

Aus den errechneten Eisenspannungen ergibt sich, daß das Bewehrungseisen der Säulen in Fällen, wo das Mischungsverhältnis des Beton magerer als 420 kg/m^3 ist, nicht so ausgenützt werden kann, wie bei letzterem, besonders bei geringerer Erhärtungsdauer.

Die Eisenspannungen erreichen im allgemeinen kaum 2000 kg/cm^2 und betragen im Mittel 1800 bis 1900 kg/cm^2 beim Bruch, d. h. in diesen Fällen ist unter allen Umständen der Bruch infolge Erschöpfung der Druckfestigkeit des Betons eingetreten.

Die Versuche Nr. 161 und 162 betreffen Säulen mit einer Erhärtungsdauer von 98 Tagen und mit zentrischer Spitzenlagerung. Die Maximalausbiegung ist gegenüber der sonst bei dieser Erprobungsweise aufgetretenen gering. Die Bruchspannung des Säulen-Querschnittes ist 210 bis 219 kg/cm^2 , die mittlere Betonspannung 185 bis 192 kg/cm^2 , die Kantenspannungs-Maxima sind 190 bis 206 kg/cm^2 . Das Eisen ist bei dieser Belastungsart, die jedoch für die praktischen Ausführungen kaum in Betracht kommen dürfte, besser ausgenützt.

Die Versuche Nr. 164 und 163 sind mit 5 cm Exzentrizität und Spitzenlagerung durchgeführt worden. Die Ausbiegungen betragen 8·18 bzw. 7·39 mm , der Übertragungswert wurde mit $n = 11$ angenommen.

Die Bruchspannung des Säulenquerschnittes ist 131 bis 147 kg/cm^2 , die mittlere Betonbeanspruchung 117 bis 130 kg/cm^2 , die Maxima der Betonrandspannungen sind 258 bis 304 kg/cm^2 , Würfelprobenergebnisse 253 kg/cm^2 .

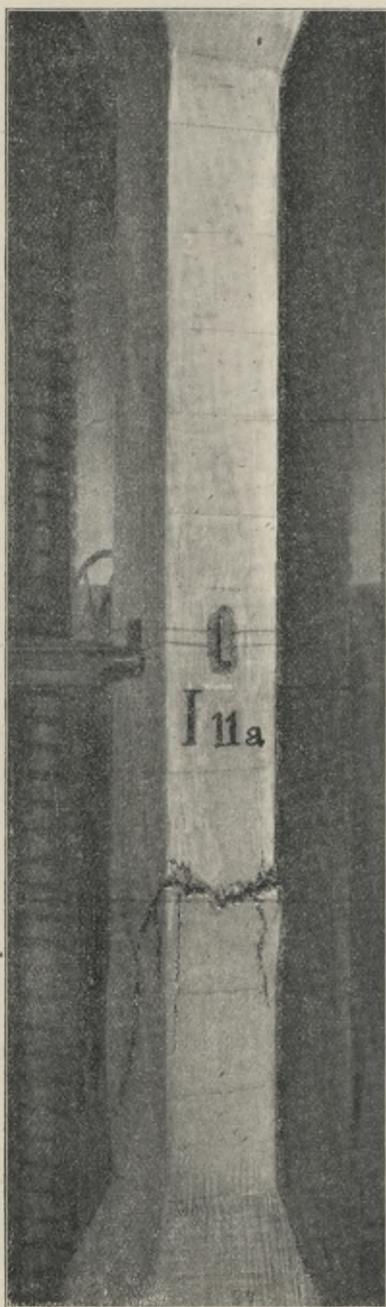


Abb. 84.



Abb. 85.

Dieselbe Erscheinung in der gerechneten Spannung wie bei Biegeproben von Eisenbetonbalken überhaupt, wo die mittleren Partien weit größere Beanspruchungen erleiden als die gegen die äußeren Kanten gelegenen.

Für Versuch 163 seien außer den Ergebnissen der Bruchlast (92 t) im nachstehenden die Rechnungsergebnisse bei verschiedenen Laststufen vor dem Bruch mitgeteilt.

Laststufe 82 t ($n = 11$); $\Delta = 6.39$ mm, die Exzentrizität des Lastangriffes $\varepsilon = 49.9$ mm (in der Biegungsebene), $e = 13.36$ cm; $e' = 10.58$ cm.

$$M = 82000 (0.639 + 4.99) = 461000 \text{ kg/cm},$$

$$K_N = \frac{82000}{705} = + 116 \text{ kg/cm}^2,$$

$$K_M = \pm \frac{461000}{40430} \times 13.36 = \pm 152 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Max. Druck im Beton } 116 + 152 = 268 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Max. Zug im Beton } 116 - 152 = - 36 \text{ kg/cm}^2.$$

Eisenspannungen:

a) infolge Normalkraft:

$$K_N = 116 \times 11 \dots\dots\dots 1276 \text{ kg/cm}^2$$

b) infolge der Biegung:

$$K_M = \pm \frac{461000}{40430} \times 10.58 \times 11 = \dots\dots\dots \pm 1325 \text{ ,,}$$

$$\text{Daher Druck } \dots + 2601 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{,, Zug } \dots - 44 \text{ ,,}$$

Der Eisenmittelpunkt ist sonach bereits in dem gezogenen Querschnittsteil.

Laststufe 72 t, ($n = 11$); $\Delta = 4.95$ mm, $\varepsilon = 49.9$ mm.

$$K_N = \frac{72000}{705} = + 102 \text{ kg/cm}^2,$$

$$M = 72000 \times 5.485 = 394000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$K_M = \pm \frac{394000}{40430} \cdot 13.36 = \pm 130.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Beton: Druck } 232.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Zug } - 27.5 \text{ kg/cm}^2.$$

Eisen:

$$K_N = 102 \times 11 \dots\dots\dots 1122 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_M = \pm \frac{394000}{40430} \times 10.58 \cdot 11 = \dots\dots\dots \pm 1132 \text{ ,,}$$

$$\text{Max. Druck } \dots + 2254 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max. Zug } \dots - 10 \text{ kg/cm}^2$$

Laststufe 62 Tonnen: $\varepsilon = 49.9$ mm; $\Delta = 3.90$ mm; $n = 11$,

$$M = 62000 \times 5.38 = 334000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$K_N = \frac{62000}{705} = 88 \text{ kg/cm}^2.$$

$$K_M = \pm \frac{334000}{40430} \times 13.36 = \pm 110 \text{ kg/cm}^2.$$

Beton: Max. Druck $\pm 198 \text{ kg/cm}^2$.
 Max. Zug. — 22 kg/cm^2 .

Eisen:

$$K_N = 88 \times 11 \dots \dots \dots 968 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_M = \pm \frac{334000}{40430} \cdot 10.58 \cdot 11 = \dots \dots \dots \pm 958 \text{ „}$$

Max. Druck	1926	kg/cm ²
Min. Druck	10	„

Der Mittelpunkt des Eisenquerschnittes liegt sonach bereits in dem auf Druck beanspruchten Teil der Querschnittsfläche.

Es dürften sonach die ersten Zugrisse (dieselben wurden nicht oder nicht mit genügender Schärfe festgelegt) bei einer Laststufe von mehr als 62 t eingetreten sein.

Die Schaulinien der Ausbiegungen (Abb. 78 bis 83) zeigen bei den exzentrisch unter Anordnung von Spitzenlagern belasteten Säulen einen schönen, regelmäßigen Verlauf, bei den übrigen Versuchen dieser Gruppe jedoch weit größere Unregelmäßigkeiten als bei Säulen der Mischung 420 kg/m^3 der Gruppe I a.

Bei den Versuchen wurde die Ausbiegung bei einer gewissen Laststufe festgestellt.

Der Verlauf der Schaulinien zeigt nun zunächst ein großes Ansteigen bei den ersten Laststufen;*) diese Erscheinung dürfte möglicherweise auf die Anfangs-Exzentrizität beim Versuch zurückzuführen sein (infolge nicht genau paralleler Seiten, Abweichungen vom Lot, Reibung im Gelenk der Maschine usw.). Infolge dieser Anfangs-Exzentrizität, welche, wie aus den Schaulinien hervorgeht, nicht beträchtlich sein konnte, wird die Ausbiegung der Säule bei den nachfolgenden Laststufen in regelmäßiger Weise vor sich gehen und zeigt daher die Schaulinie einen ziemlich regelmäßigen Verlauf bis zu jenem Punkt, bei welchem infolge der erhöhten Beanspruchungen die Ungleichmäßigkeiten des Betons stärker zum Ausdruck kommen, wodurch die bereits vorhandene Exzentrizität vergrößert wird und die Ausbiegung sodann von ihrer ursprünglichen Richtung beträchtlich abweicht; dies gilt insbesondere für die Flächenlagerung, bei welcher noch zu berücksichtigen ist, daß durch die Art der Lagerung eine gewisse Einspannung der Säulenenden gegeben ist und die Knicklänge etwa $\frac{2}{3}$ — $\frac{3}{4}$ der Säulenlänge sein dürfte.

Bei der Spitzenlagerung ist die Anfangs-Exzentrizität vom Beginn an infolge der oben bereits angegebenen Gründe eine größere, was aus dem Verlauf der Schaulinien der Ausbiegungen hervorgeht.

*) Es drängt sich die Frage auf, da bei allen Durchbiegungsdiagrammen die Anfangsdurchbiegung unverhältnismäßig groß erscheint, ob nicht ein Teil der gemessenen Ausbiegungen (die Messung erfolgte nur auf zwei aufeinander senkrecht stehenden Seiten) einem anderen Umstand etwa auch einer stärkeren Anfangsquerdehnung zuzurechnen wäre?

Infolge dieser größeren Exzentrizität und des Umstandes, daß hier infolge der Druckübertragung durch die Kugelgelenke und Preßplatten die freie Länge (Knicklänge) l dem Abstände der Spitzen gleich zu setzen ist (wodurch im vorliegenden Falle also l um ungefähr 25—30 cm vergrößert wird), ergibt sich die Ausbiegung natürlich bei den unteren Laststufen schon größer und erfährt dann immer weiter eine entsprechende Zunahme.

Noch auffälliger kommen diese Verhältnisse zur Geltung, wenn zu der unvermeidlichen Exzentrizität noch eine neue hinzukommt.

Gruppe II.

**Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitte, 4·50 m hoch.
Betonmischung 420 kg/m³.**

a) 1·29 v. H. Längsbewehrung. Hierzu Tabelle Nr. 14 und Abb. 86 bis 106, mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 107 bis 120 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen. Von kürzerer Erhärtungsdauer (42—47 Tage) sind die

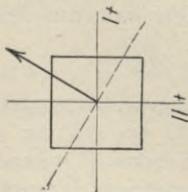
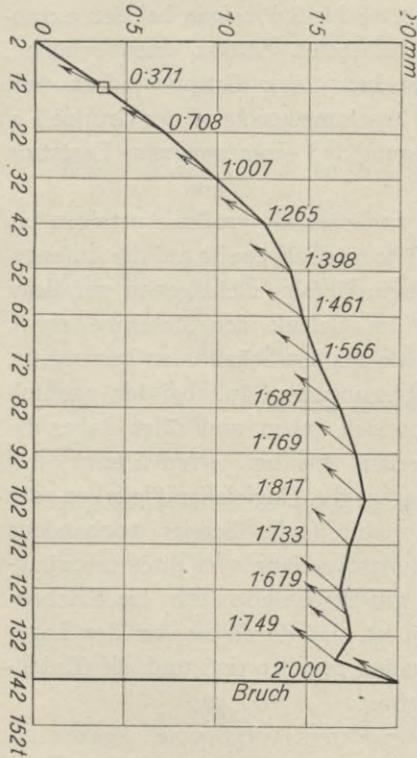


Abb. 86. Vers. 25, Säule II₁.

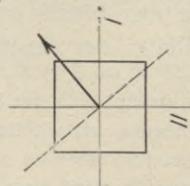
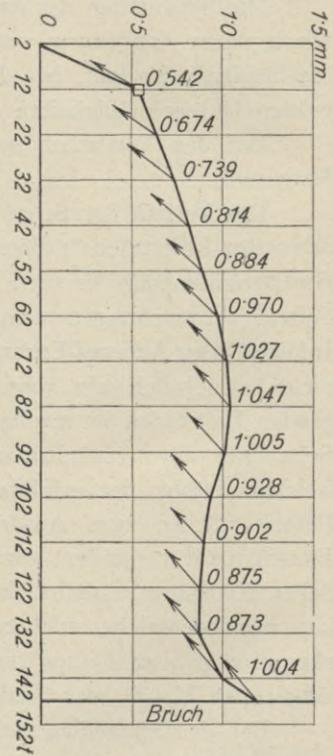


Abb. 87. Vers. 26, Säule II₂.

Tabelle Nr. 14. Gruppe II. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 4,50 m hoch.

Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Verhältnis: Höhe kleinste Abm.	Längsbewehrung		Quer- bewehrung	Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius $\frac{l}{r}$	Betonspannung in kg/cm ²	Eisen spannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Anzahl	Durchmesser mm				v. H.	Anzahl RE. 7 mm Entfernung in mm		der Säule in Tonnen	pro kg/cm ² Säulenquerschnitt																	Entfernung der gespanntesten Bewehrung e in cm
25	II ₁	9./VI. 1909	22./VII. 1909	43	Quadrat		18	4	RE	1:29	14	250	zentrisch	Flächen	142	227	(142) 2'00	16'98	13'44	625	8'04	10	72'36	697	203	32552	7092	39645	7'5	60	$\frac{215}{191}$	$\frac{2120}{1940}$	—	bei 142 t tritt Knistern ein, gleich darauf knicken die Eisen unter heftigem Knall $\frac{3}{4}$ m unter der Mitte aus. Lichtbild
26	II ₂	"	22./VII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	147	235	(147) 1'18	17'69	14'00	"	"	"	"	211	"	"	"	"	"	$\frac{219}{203}$	$\frac{2172}{2048}$	—	unter heftigem Schlag Zerstörung 1 m unter dem Kopf	
46	II ₁₅	17./VI. 1909	3./VIII. 1909	47	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(142) 2'12	16'23	12'85	"	"	"	"	"	"	"	"	"	$\frac{224}{198}$	$\frac{2211}{2009}$	—	Bruch unter heftigem Schlag unter dem Kopf		
49	II ₁₆	19./VI. 1909	4./VIII. 1909	46	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	142	227	(142) 5'39	15'00	11'89	"	"	"	"	203	"	"	"	"	$\frac{233}{173}$	$\frac{2269}{1791}$	—	Druckbruch mit schieferm Abschieben. Lichtbild		
41	II ₁₉	5./V. 1909	30./VII. 1909	85	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	207	327	(207) 2'57	17'43	13'80	"	"	8	56'28	681	304	"	5516	38070	"	"	$\frac{328}{280}$	$\frac{2569}{2295}$	—	Bruch unter heftigem Schlag. Druckerseinerung. Lichtbild
40	II ₂₀	"	29./VII. 1909	84	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	184	292	(182) 1'25	17'65	13'98	"	"	"	"	270	"	"	"	"	$\frac{281}{259}$	$\frac{2230}{2090}$	—	Bruch unter heftigem Schlag, 1 m von unten. Lichtbild		
38*)	II ₃	17./VI. 1909	"	42	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	142	227	(137) 4'03	14'05	7'52	"	"	10	72'36	697	203	"	3250	35800	7'15	63	$\frac{225}{181}$	$\frac{2150}{1910}$	—	Druckerseinerung. Lichtbild
39*)	II ₄	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	158	251	(157) 3'22	16'73	8'96	"	"	"	"	227	"	"	"	"	"	$\frac{251}{203}$	$\frac{2398}{2142}$	—	plötzlicher Bruch	
42*)	II ₂₁	6./V. 1909	30./VII. 1909	85	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	212	338	(212) 0'79	15'72	8'44	"	"	8	56'28	681	311	"	2527	35080	"	"	$\frac{319}{303}$	$\frac{2520}{2456}$	—	Bruch unter heftigem Schlag. Die Betonteile wurden ca. 2 m weit geschleudert. Lichtbild
44*)	II ₂₂	"	2./VIII. 1909	88	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	205	326	(202) 1'76	16'00	8'60	"	"	"	"	297	"	"	"	"	"	$\frac{313}{281}$	$\frac{2446}{2306}$	—	Bild zeigt die ursprüngliche unter Schlag erfolgte Zerstörung ohne Nachdrücken. Lichtbild	

*) Die mit *) versehenen Versuche betreffen Säulen mit abnormaler Lage der Längsbewehrung.

Tabelle Nr. 14. Fortsetzung.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule					Höhe kleinst. Abm.	Längs-Quer-Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Entfernung der spanntesten Bewehrung e in cm	Entfernung der Eisenseiter e' in cm	Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm^2	Eisenfläche in cm^2	Wert für n	$(n-1)$ fache Eisenfläche in cm^2	Ideelle Querschnittsfläche in cm^2	Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm^2	Eisenpannung in kg/cm^2	Würfelfestigkeit kg/cm^2	Tage	Anmerkung																			
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform		Kopfform	Anzahl	Durchmesser mm			v. H.	Anzahl RE		7 mm Entfernung	der Säule in Tonnen																				pro kg/cm^2 Säulenquerschnitt	Entfernung der spanntesten Bewehrung e in cm	Entfernung der Eisenseiter e' in cm	Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm^2	Eisenfläche in cm^2	Wert für n	$(n-1)$ fache Eisenfläche in cm^2	Ideelle Querschnittsfläche in cm^2	Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm^2	Eisenpannung in kg/cm^2	Würfelfestigkeit kg/cm^2	Tage
1	II ₆	6./V. 1909	17./VI. 1909	41	Quadrat		18	4 RE	16	1.29	28	12.5	zentrisch	Flächen	137	219	(137) 1.62	15.48	12.26	625	8.04	10	72.36	697	196	32552	7092	39645	7.55	58.5	205	2029	—	—	Lichtbild																			
2	II ₅	7./V. 1909	18./VI. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	162	259	(162) 1.61	16.58	13.13	"	"	"	"	233	"	"	"	"	"	244	2402	—	—	"																				
81	II _{5a}	4./XI. 1909	22./XII. 1909	48	"		"	"	"	"	"	"	"	"	135.7	218	(132) 3.51	17.29	13.69	"	"	"	"	194	"	"	"	"	"	214	2110	—	—	Lichtbild																				
82	II _{6a}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	146.5	235	(142) 3.19	14.55	11.50	"	"	"	"	210	"	"	"	"	"	227	2235	—	—	Lichtbild																				
51	II ₇	26./V. 1909	5./VIII. 1909	70	"	"	"	4 RE	25	3.14	14	250	"	"	192	306	(192) 2.59	17.62	13.30	"	19.63	8.5	147	772	248	"	13147	45700	7.7	"	264	2228	348	71	zuerst deutliches Ausknicken dann Bruch																			
50	II ₈	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	177	283	(177) 1.52	15.29	11.56	"	"	"	"	230	"	"	"	"	"	239	2015	"	"	Bruch in der Mitte. Lichtbild																				
57	II ₁₃	29./V. 1909	9./VIII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	10	375	"	"	179	287	(177) 0.96	14.19	10.73	"	"	"	"	232	"	"	"	"	"	237	2010	—	—	Druckerschei- nung am Kopf zerstört																				
56	II ₁₄	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	162	264	(157) 2.30	17.36	13.12	"	"	"	"	210	"	"	"	"	"	224	1892	—	—	"																				
52	II ₉	26./V. 1909	6./VIII. 1909	71	"	"	"	"	"	"	14	250	"	Spitzen	167	267	(162) 7.35	17.66	13.36	"	"	"	"	216	"	"	"	"	"	263	2143	348	71	knickt plötzlich aus. Lichtbild																				
53	II ₁₀	27./V. 1909	"	70	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	177	283	(177) 6.20	17.55	13.27	"	"	"	"	229	"	"	"	"	"	270	2218	—	—	Bruch knapp beim Kopf, vorne Druckerschei- nungen, hinten Zugrisse. Lichtbild																				
54	II ₁₁	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5 cm exzent.	"	117	187	(117) 19.10	12.51	9.49	"	"	9	157	782	148	"	14024	46580	7.7	"	365	2812	—	—	knickt nach ca. 1/2 Minute aus (Mitte). Lichtbild																			
55	II ₁₂	28./V. 1909	7./VIII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	107.6	170	(107) 20.10	13.42	10.14	"	"	"	"	137	"	"	"	"	"	344	2643	300	57	"																				

Säulen der Versuche Nr. 25, 26, 46 und 49, sowie Nr. 38 und 39, die beiden letzteren mit abnormaler Lage der Bewehrung; mit längerer Erhärtungsdauer, u. zw. 84—88 Tage, die Säulen der Versuche Nr. 41 und 40 und die beiden Nr. 42 und 44, bei welchen letzteren auch die Lage der Bewehrung abnormal ist.

Bei den ersten vier Versuchen der Zusammenstellung ist die Bruchlast pro cm^2 Säulenquerschnitt 227 bis 235 kg/cm^2 , im Mittel 231 kg/cm^2 , sonach 1.6 v. H. Abweichung, für die Versuche Nr. 38 und 39 beträgt sie 227 bis 251, im Mittel 239 kg/cm^2 , sonach die Abweichung 5 v. H.

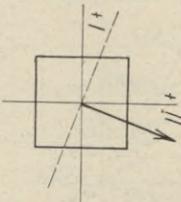
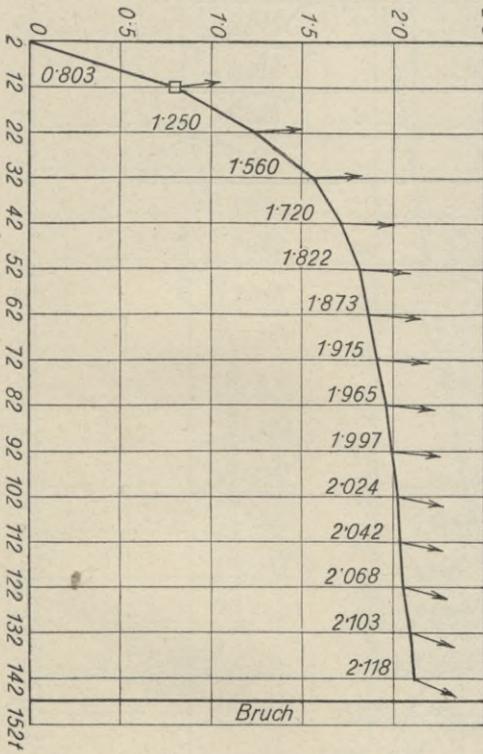


Abb. 88. Vers. 46, Säule II₁₅.

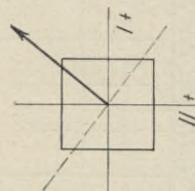
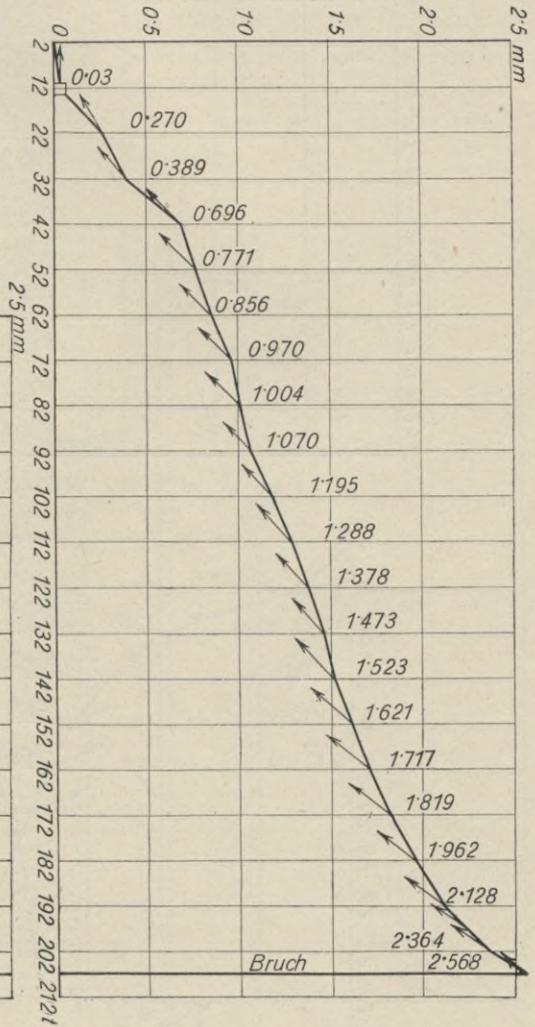


Abb. 89. Vers. 41, Säule II₁₉.

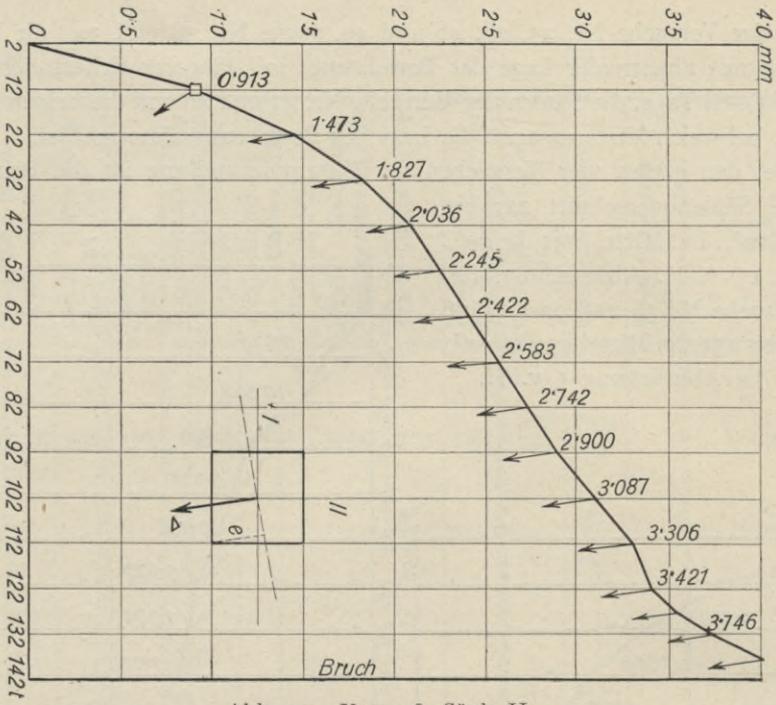


Abb. 91. Vers. 38, Säule II₃.

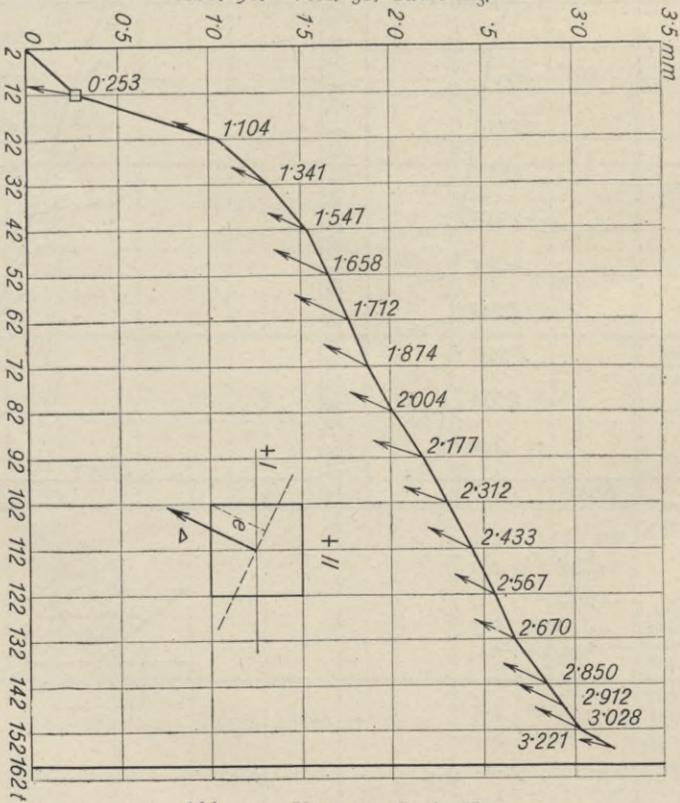


Abb. 92. Vers. 39, Säule II₄.

Die mittlere Betonbeanspruchung ist für die ersten vier Versuche der Zusammenstellung 207 kg/cm^2 , die größten Betonrandspannungen sind 215 bis 233 kg/cm^2 , im Mittel 223 kg/cm^2 . Die Maxima der Eisenspannungen liegen zwischen 2120 und 2269, bei den Versuchen 38 und 39 zwischen 2150 und 2398 kg/cm^2 .

Sonach zeigen die Säulen mit abnormaler Lage der Längsbewehrung ein besseres Ergebnis; für dieses Alter der Probekörper kam $n = 10$ zur Anwendung.

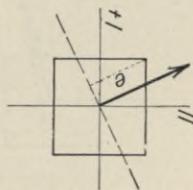
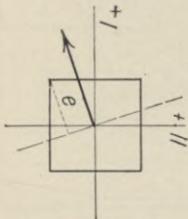
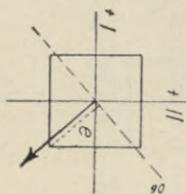
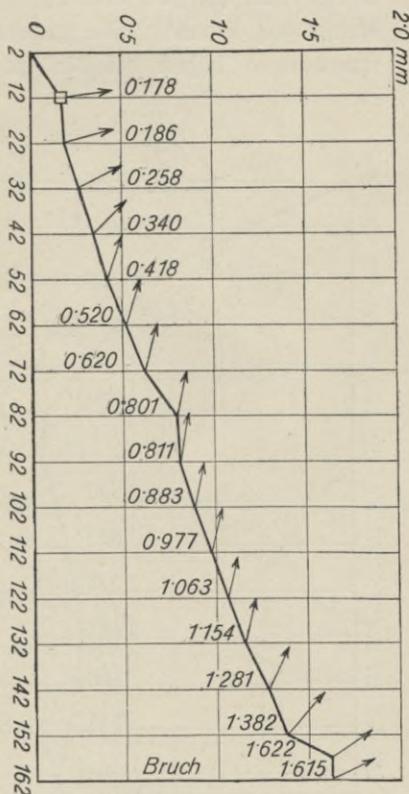
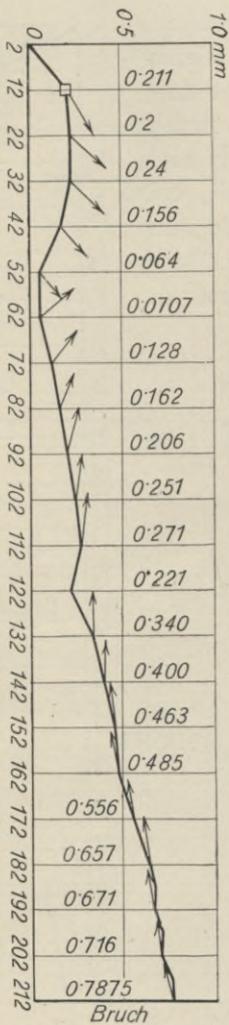
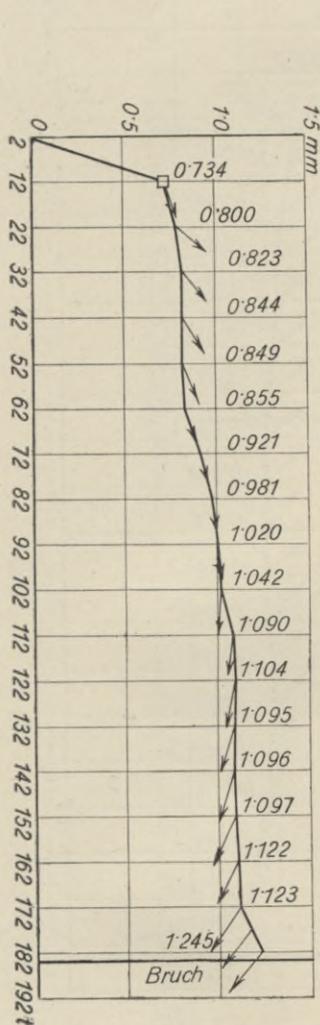


Abb. 90. Vers. 40, Säule II₂₀.

Abb. 93. Vers. 42, Säule II₂₁.

Abb. 94. Vers. 2, Säule II₅.

Von den Proben Nr. 40 und 41 sowie Nr. 42 und 44 (letztere mit abnormaler Lage der Längsarmierung) haben erstere eine Bruchlast von 327 bzw. 292 kg/cm^2 , im Mittel 310 kg/cm^2 , letztere 338 bis 326 kg/cm^2 , im Mittel 332 kg/cm^2 . Auch hier zeigen sich die Säulen, bei welchen die Eisen von der Oberfläche entfernter angeordnet sind, den in normaler Lage bewehrten gegenüber überlegen. Mit Rücksicht auf das Alter etc. wurde $n = 8$ gewählt. Die mittleren Betonspannungen sind bei den mit normaler Lage der Bewehrung ausgeführten Versuchen Nr. 41 und 40 304 und 270 kg/cm^2 , im Mittel 287 kg/cm^2 , bei Nr. 42 und 44, 311 und 297 kg/cm^2 , im Mittel 304 kg/cm^2 . Die größten Eisen- spannungen liegen bei Nr. 41 und 40

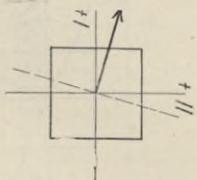
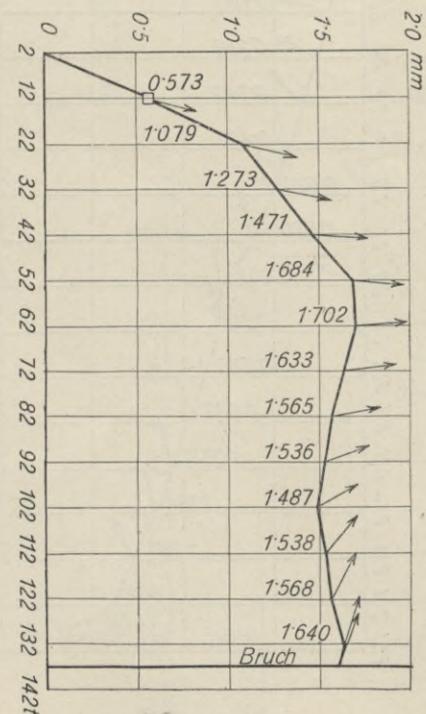


Abb. 95. Vers. 1, Säule II₆.

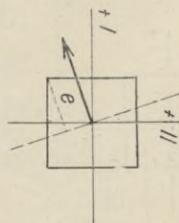
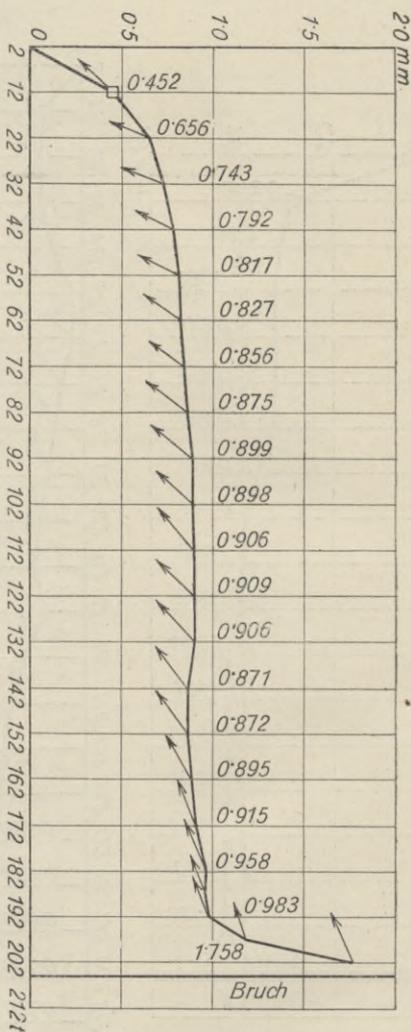


Abb. 96. Vers. 44, Säule II₂₂.

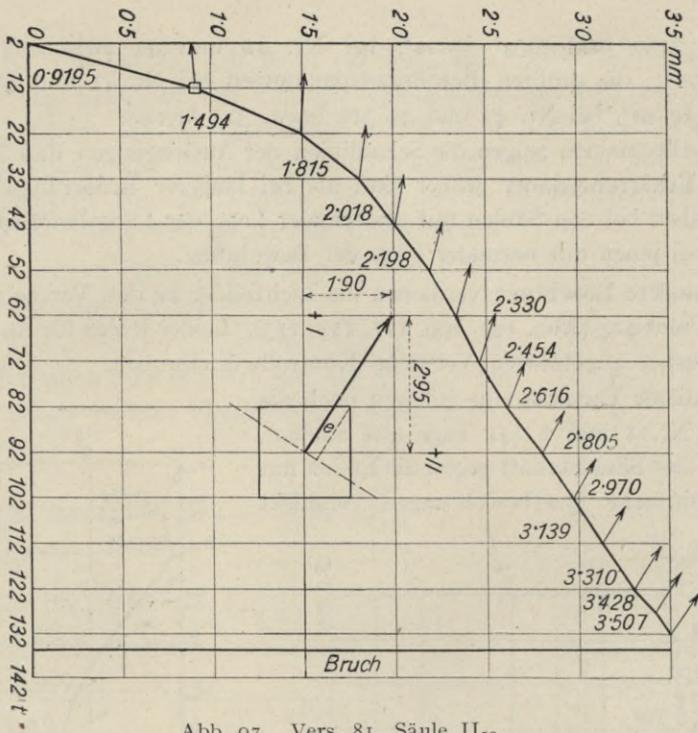


Abb. 97. Vers. 81, Säule II_{5a}.

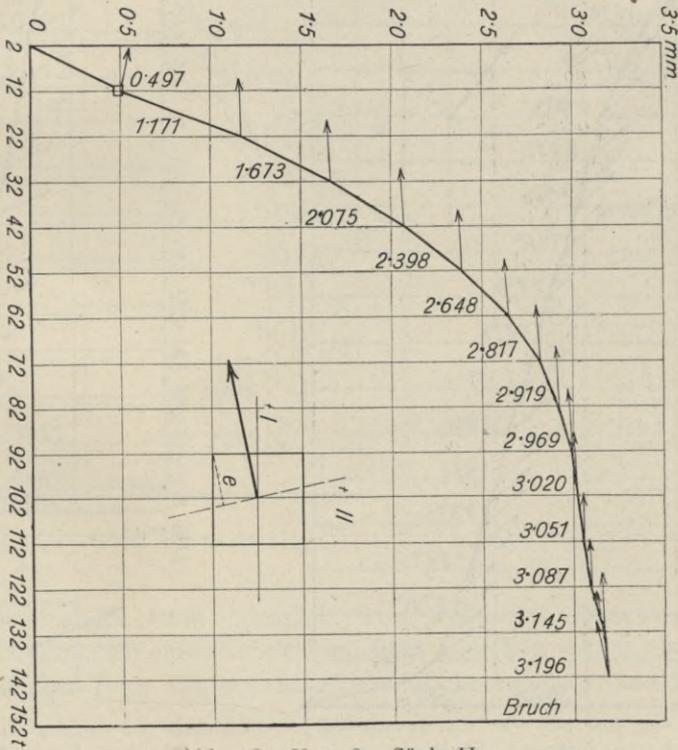


Abb. 98. Vers. 82, Säule II_{6a}.

zwischen 2150 und 2230 kg/cm^2 , bei Nr. 42 und 44 zwischen 2446 und 2520 kg/cm^2 ; die größten Betonrandspannungen bei Nr. 41 und 40 sind 328 und 281 kg/cm^2 , bei Nr. 42 und 44 319 bzw. 313 kg/cm^2 .

Im allgemeinen zeigen die Schaulinien der Ausbiegungen, daß letztere bei kürzerer Erhärtungsdauer größer sind als bei längerer Erhärtungsdauer, und daß dieselben bei den Säulen mit abnormaler Lage der Längsbewehrung größer sind als bei jenen mit normaler Lage der Bewehrung.

Besondere Beachtung verdienen die Lichtbilder zu den Versuchen Nr. 25, 38, 41, 44 und 42. (Abb. 107, 109, 111, 112, 113). Leider fehlen für die aus dieser Gruppe bisher angeführten Versuche Kontrollwürfelproben.

Zu dieser Versuchsreihe gehören noch die Versuche Nr. 1 und 2 (41 Tage alte Säulen), bei denen der Säulenschaft gegen die Enden nur durch mehrfache Querbewehrungen verstärkt

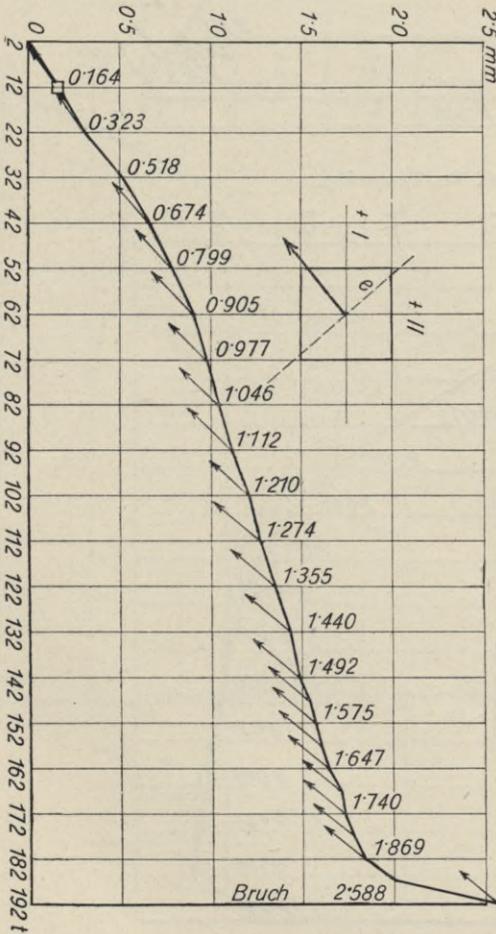


Abb. 99. Vers. 51, Säule II₇.

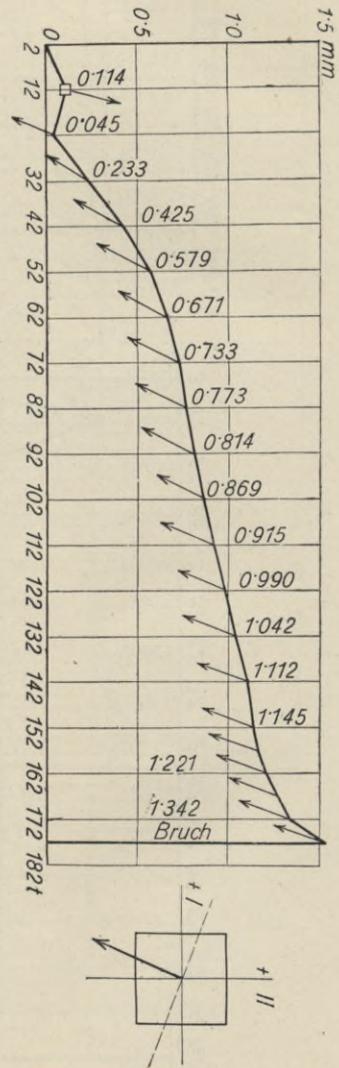


Abb. 100. Vers. 50, Säule II₈.

ist, und Nr. 81 und 82, mit Kopf (48 Tage alt). Für die Versuche Nr. 1 und 2 ist die Bruchlast auf den cm^2 Querschnitt 219 und 259 kg/cm^2 , im Mittel 239 kg/cm^2 , die Betonspannung (für $n = 10$) 196 und 233 kg/cm^2 , im Mittel 215 kg/cm^2 , die größte Betonrandspannung 205 und 244 kg/cm^2 , im Mittel 225 kg/cm^2 . Für die Versuche Nr. 81 und 82 ist die Bruchspannung 218 bzw. 235, im Mittel 225 kg/cm^2 , die größte Betonwandspannung im Mittel 320 kg/cm^2 , die Eisen-
spannung 2110 bis 2236 kg/cm^2 .

b) Vier Versuche mit 3'14 v. H. Längsbewehrung, Nr. 50, 51, 56 und 57. Alter der Säulen 70 Tage. Der Vergleich dieser 4 Ver-

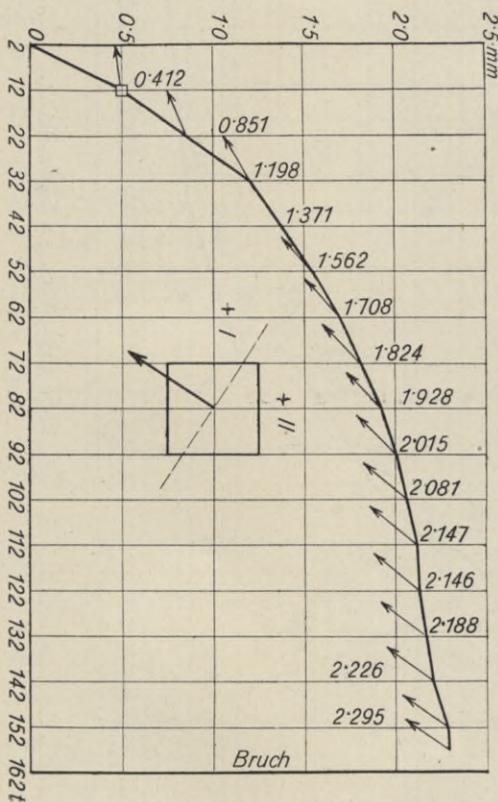


Abb. 101. Vers. 56, Säule II₁₄.

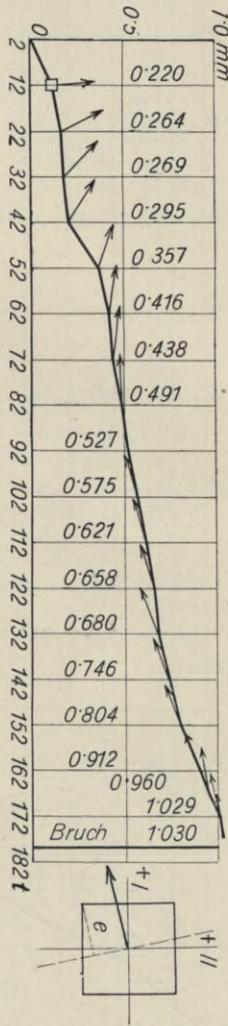


Abb. 102. Vers. 57, Säule II₁₃.

suche f_{br} untereinander kann bezüglich des verwendeten Zementes und der anderen Umstände auf einer einheitlichen Basis angestellt werden, da die Proben innerhalb einiger Tage, also mit der gleichen Zementqualität, angefertigt sind.

Die Bruchlast für den Säulenquerschnitt beträgt 264 bis 306 kg/cm^2 , der Mittelwert ergibt sich mit 285 kg/cm^2 . Die Ausbiegungen sind 0.96 bis 2.59 mm;

bei der Annahme $n = 8.5$ sind die mittleren Betonbeanspruchungen für alle 4 Versuche 230 kg/cm^2 , für die beiden Versuche 50 und 51 239 kg/cm^2 ; letzterer Wert, verglichen mit dem Mittelwert der Spannungen der Versuche 41 und

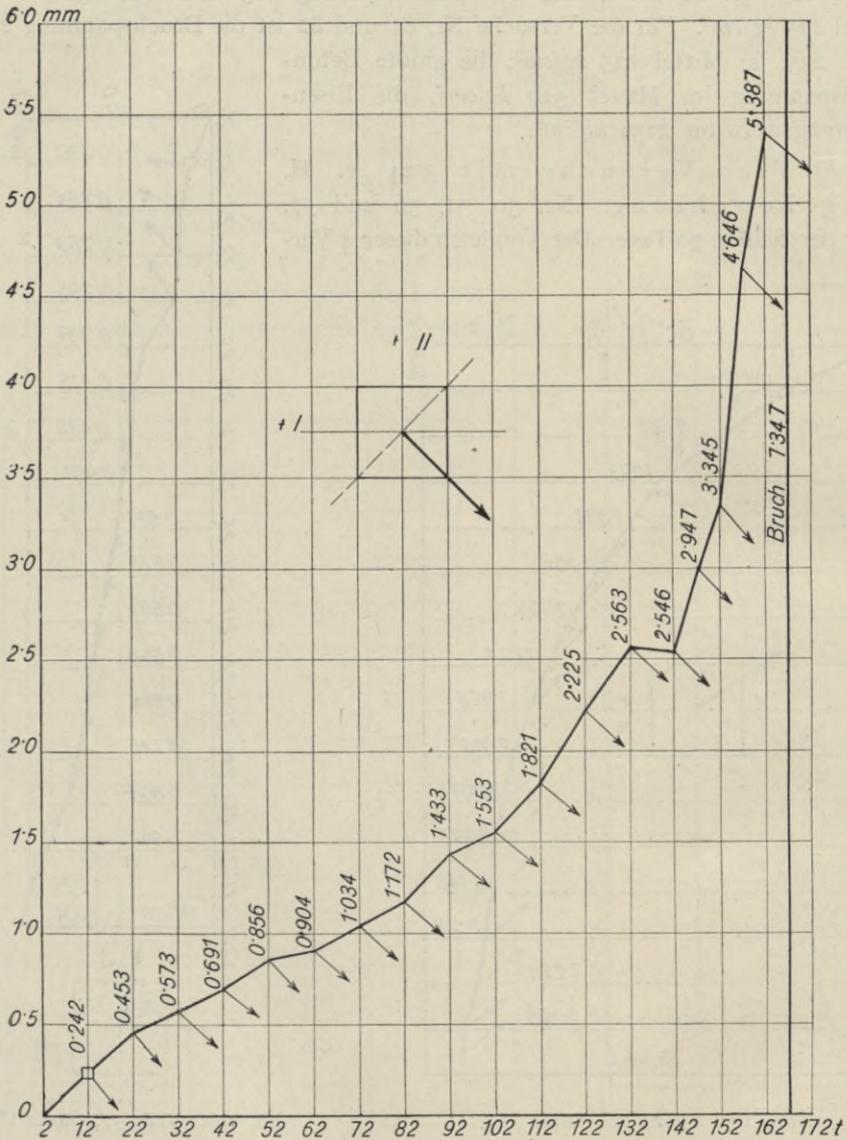


Abb. 103. Vers. 52, Säule II₉.

40 von 287 kg/cm^2 ergibt jedoch eine größere Differenz, als durch den Altersunterschied bedingt wäre.

Zwischen Nr. 51 und 50 einerseits (Mittelwert der Betonspannungen 239 kg/cm^2) und 57 und 56 andererseits (Mittelwert der Betonspannungen 222 kg/cm^2) ist also 17 kg/cm^2 Differenz, welche auf die Bügelentfernung 25 cm gegen 37.5 cm

zurückgeführt werden kann. Dies zeigt sich auch in den Eisenspannungen. Für Nr. 50 und 51 ergeben die Kontrollwürfel 348 kg/cm^2 , die größte Randspannung des Betons bei 51 ist 264 kg/cm^2 , bei den übrigen geringer.

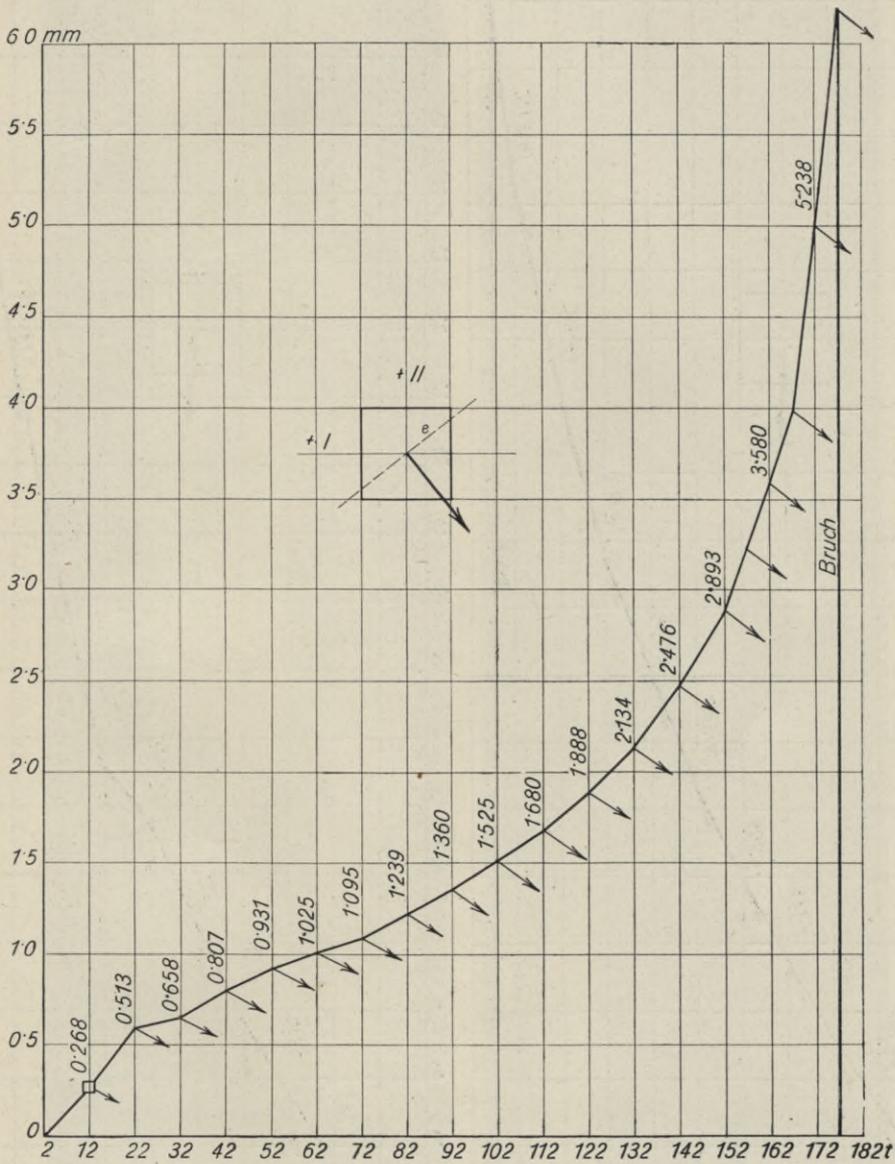


Abb. 104. Vers. 53, Säule II₁₀.

c) Zentrische Spitzenlagerung.

Die Proben Nr. 52 und 53 sind in guter Übereinstimmung mit den vier in der Zusammenstellung vorausgegangenen Proben; die Ausbiegungen waren 7.85 und 6.2 mm . Die größten Betonrandspannungen betragen 263 und

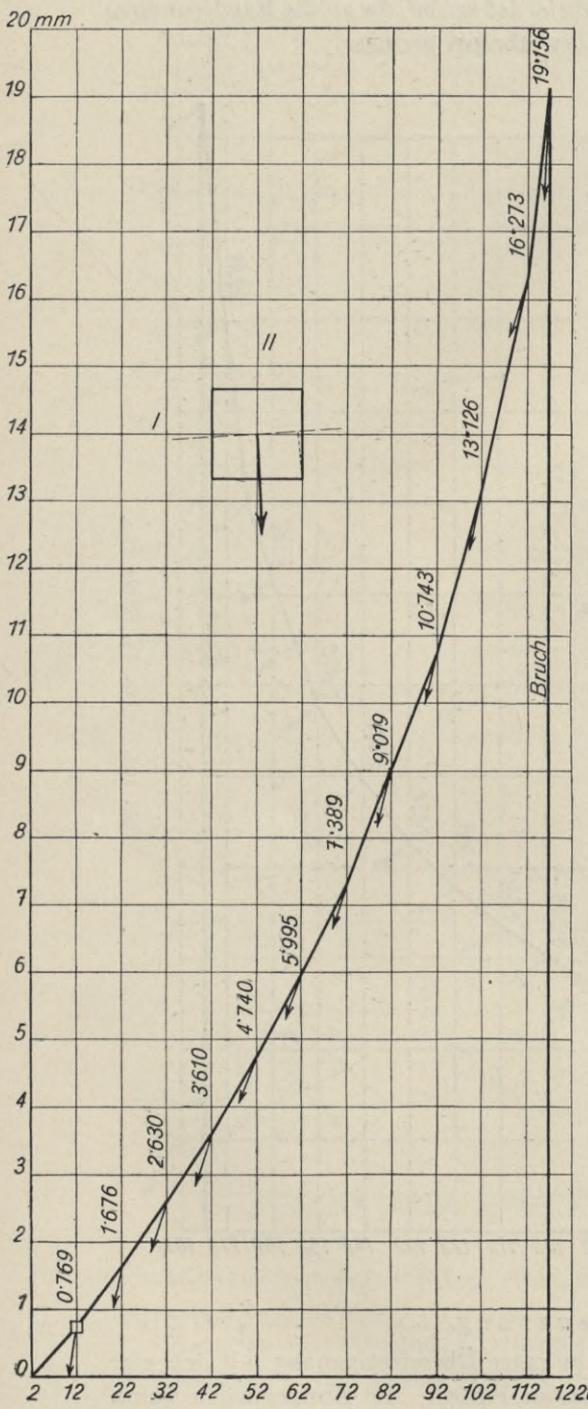


Abb. 105. Vers. 54, Säule II₁₁.

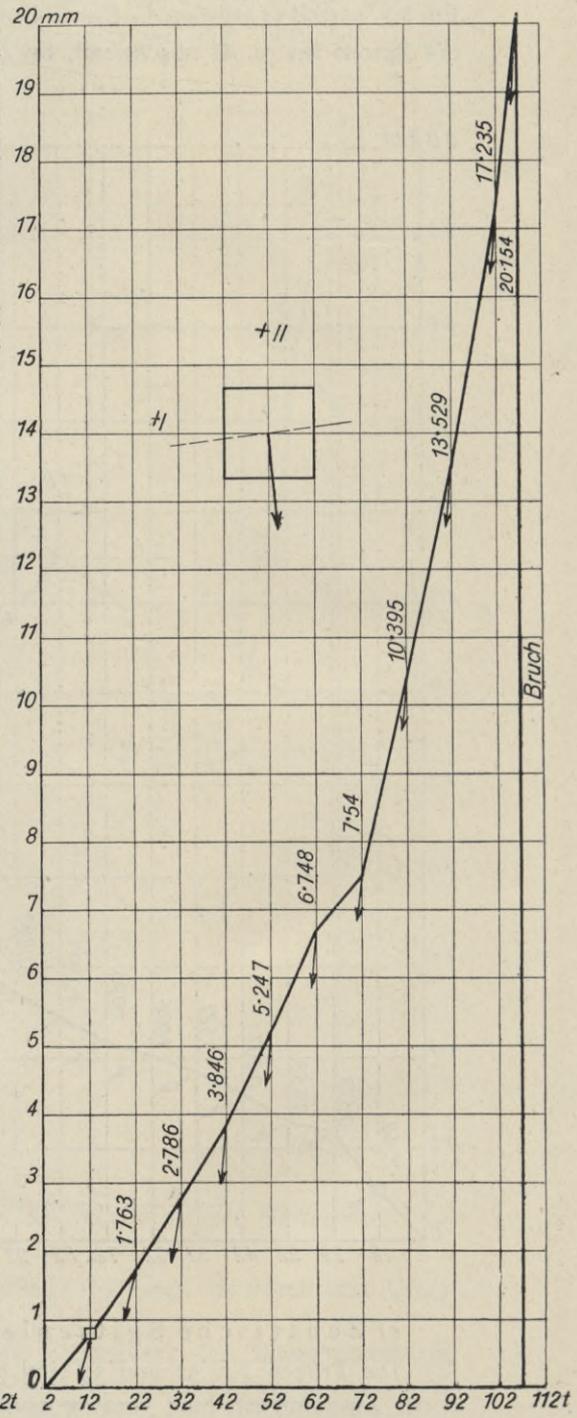


Abb. 106. Vers. 55, Säule II₁₂.

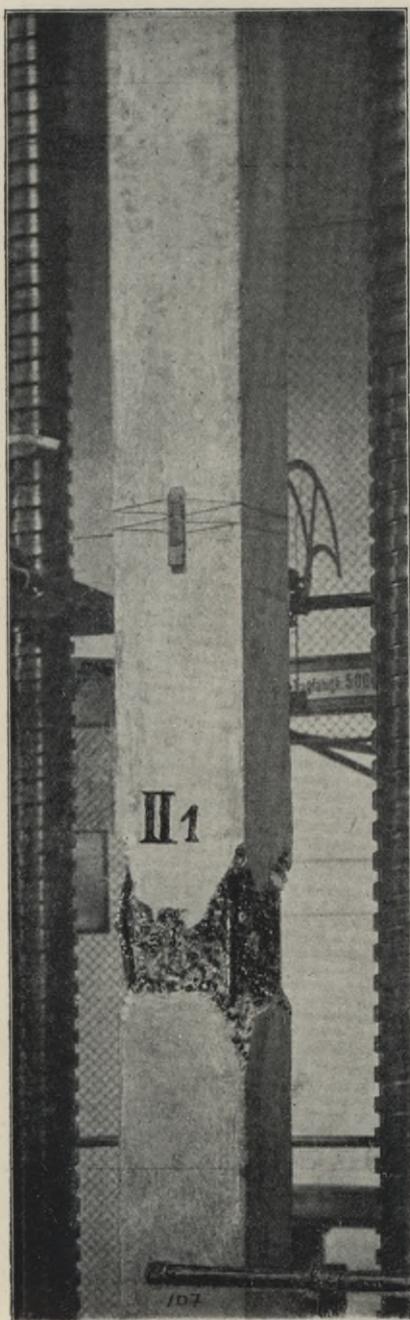


Abb. 107.

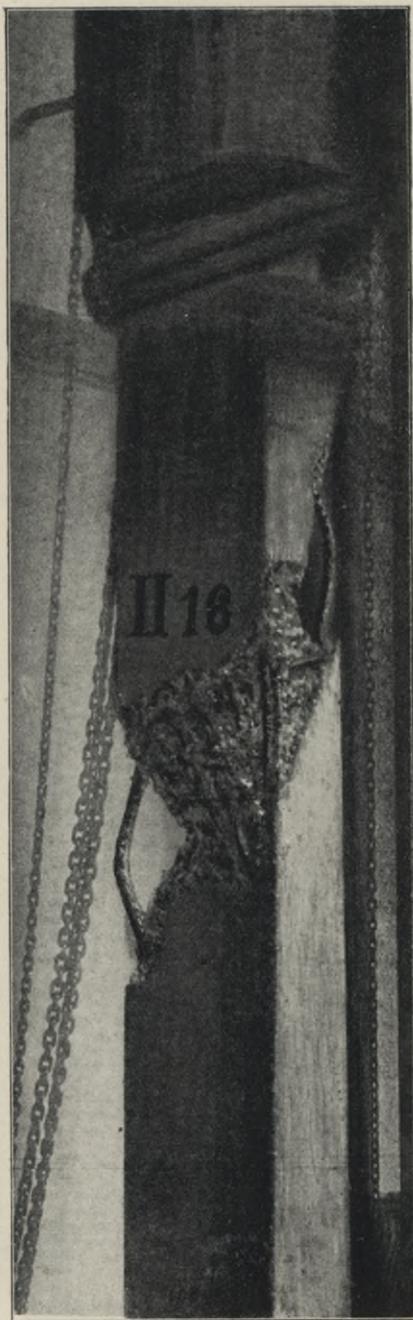


Abb. 108.

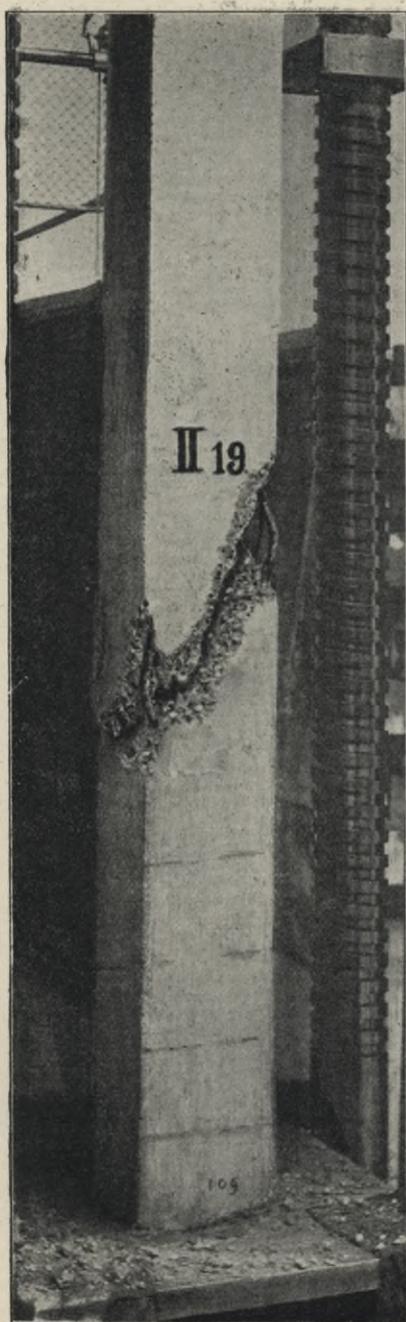


Abb. 109.

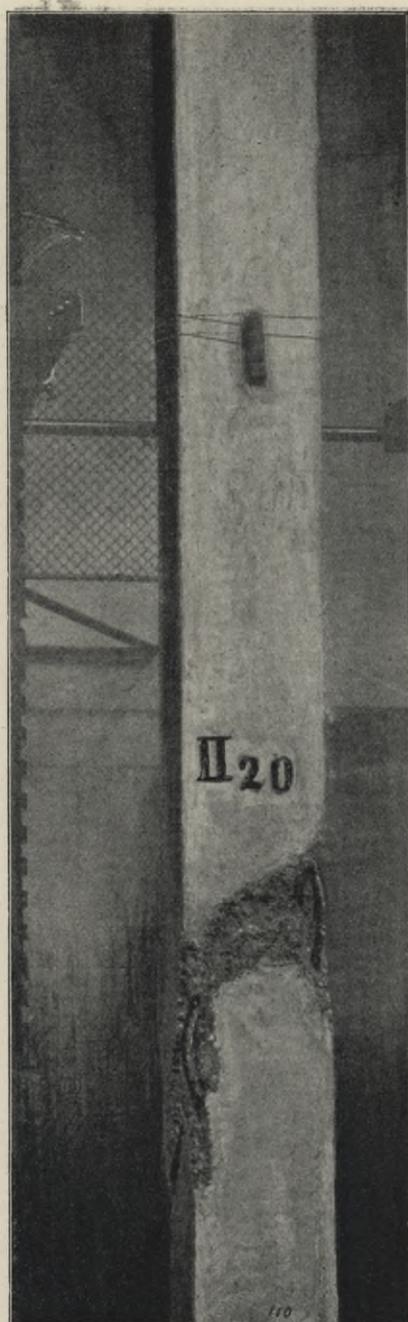


Abb. 110.

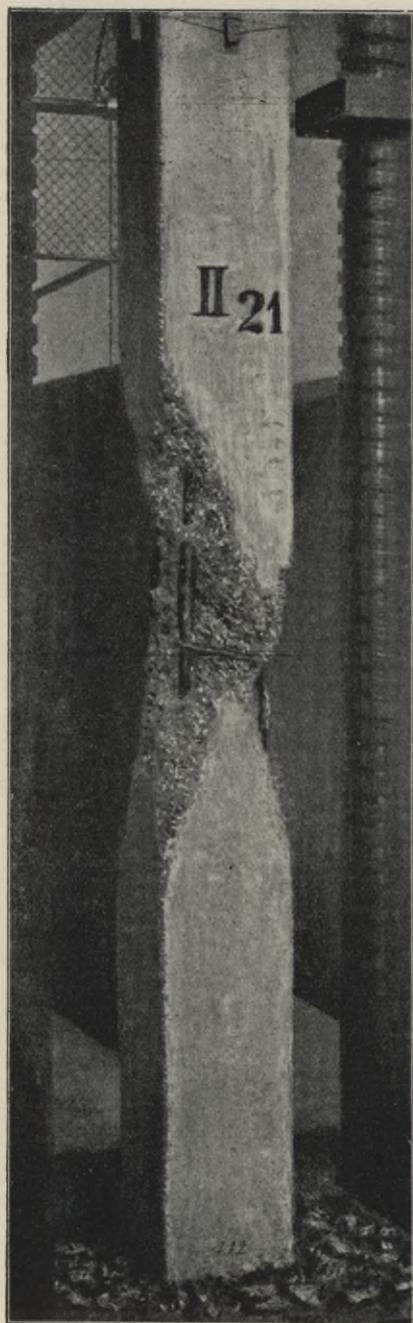


Abb. 111.

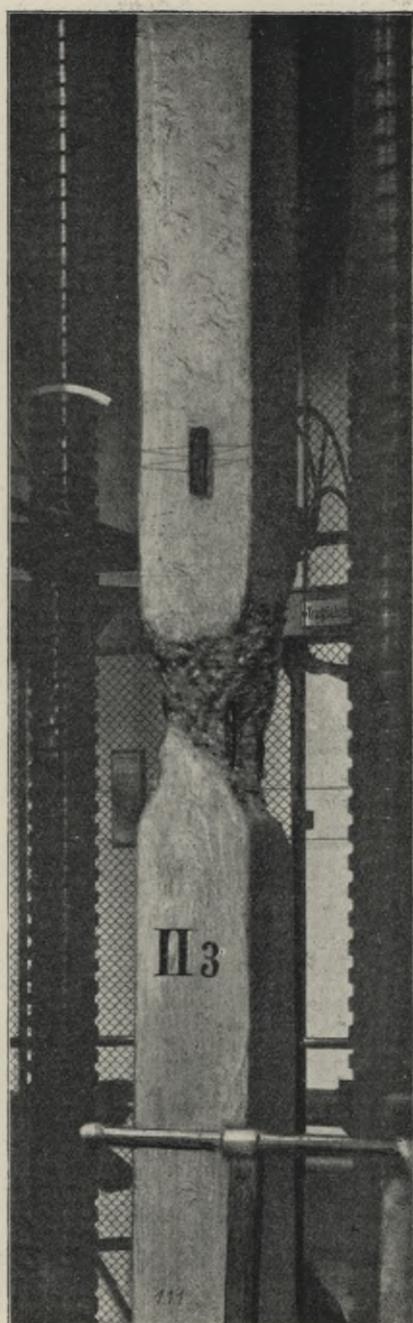


Abb. 112.



Abb. 113.

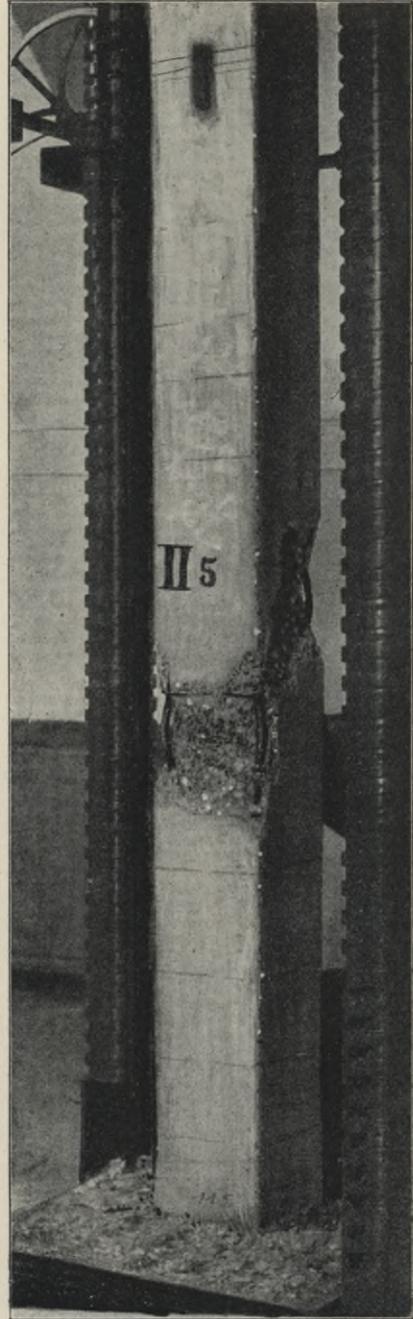


Abb. 115.

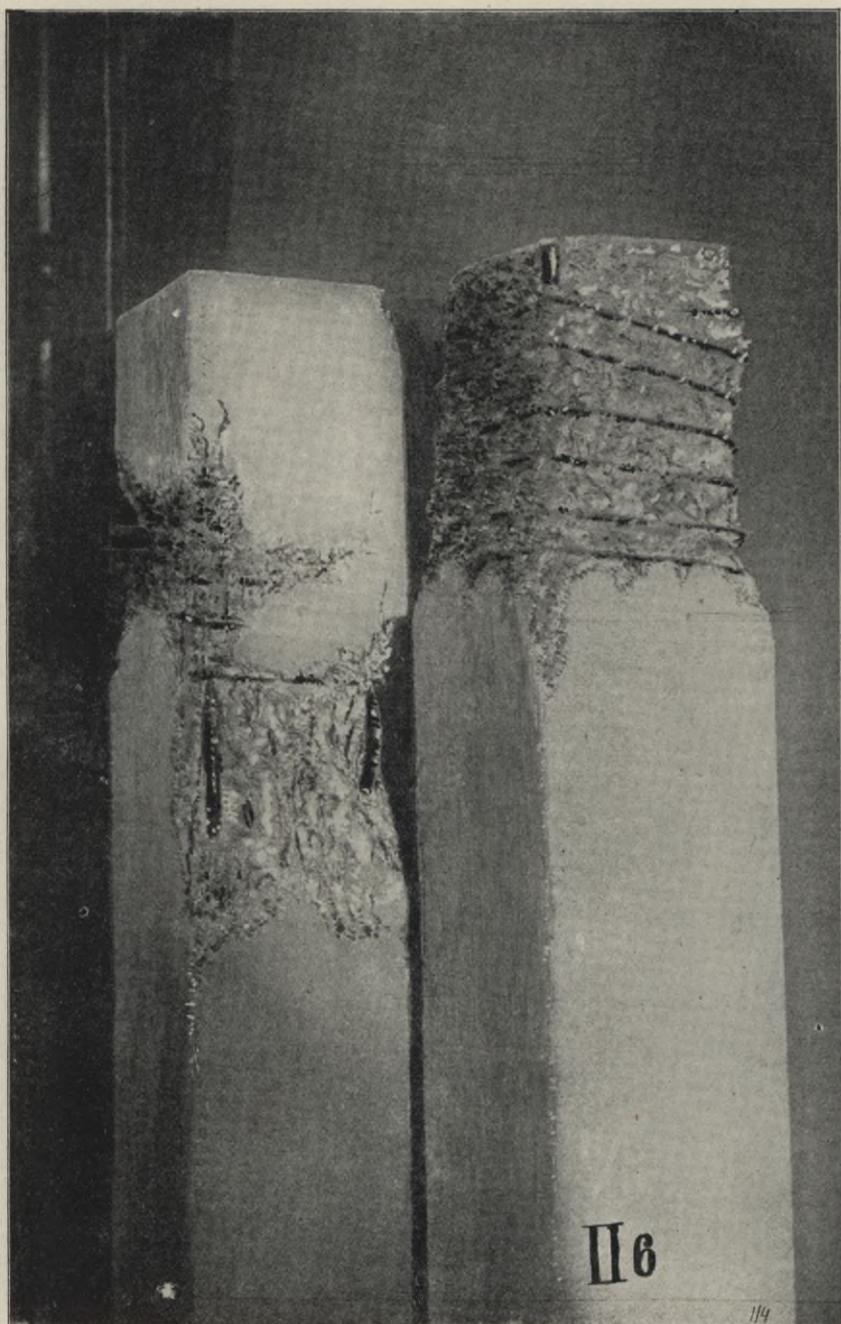


Abb. 114.

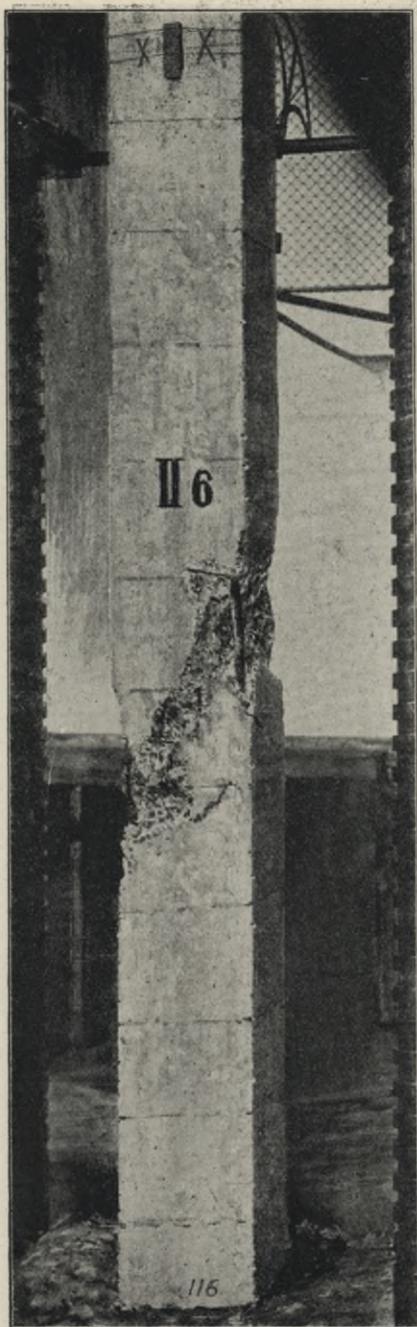


Abb. 116.

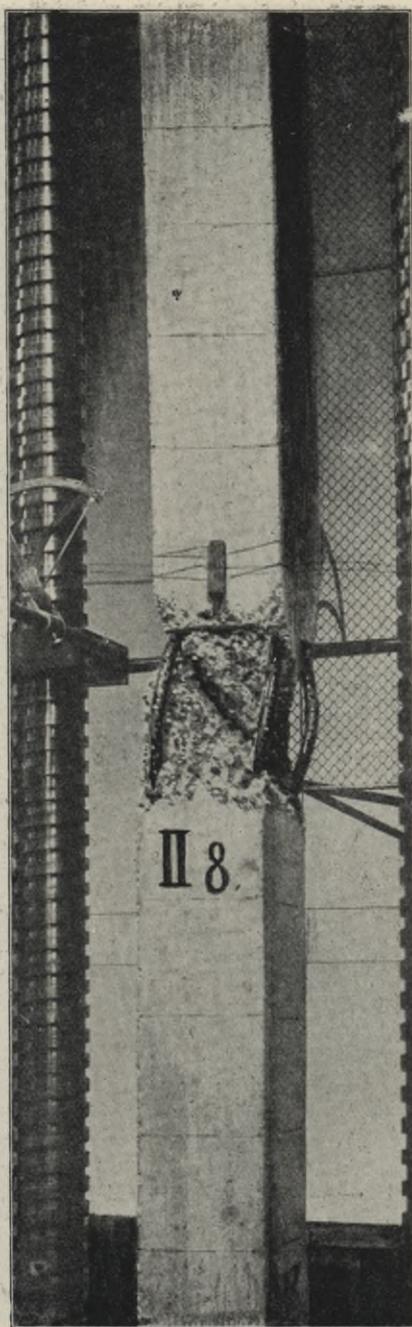


Abb. 117.

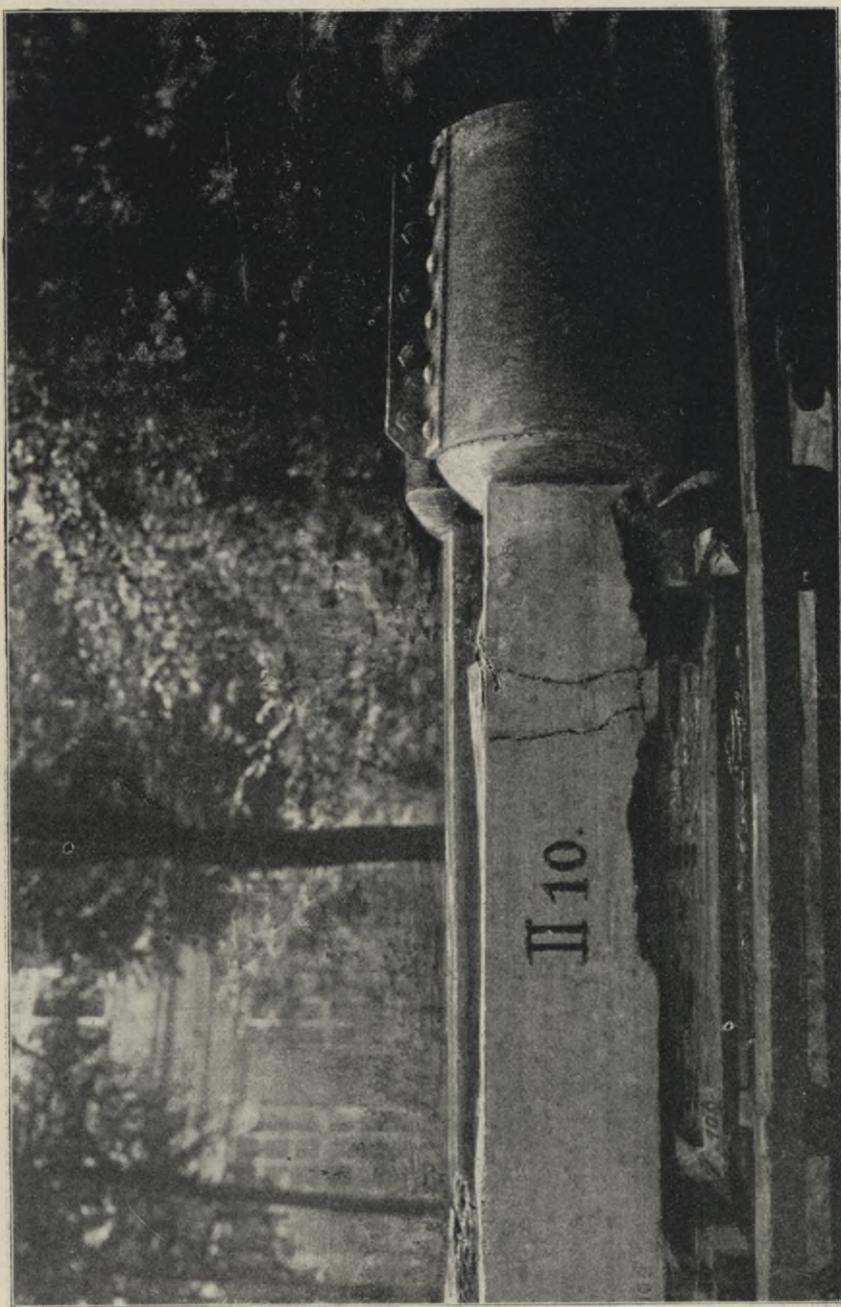


Abb. 119

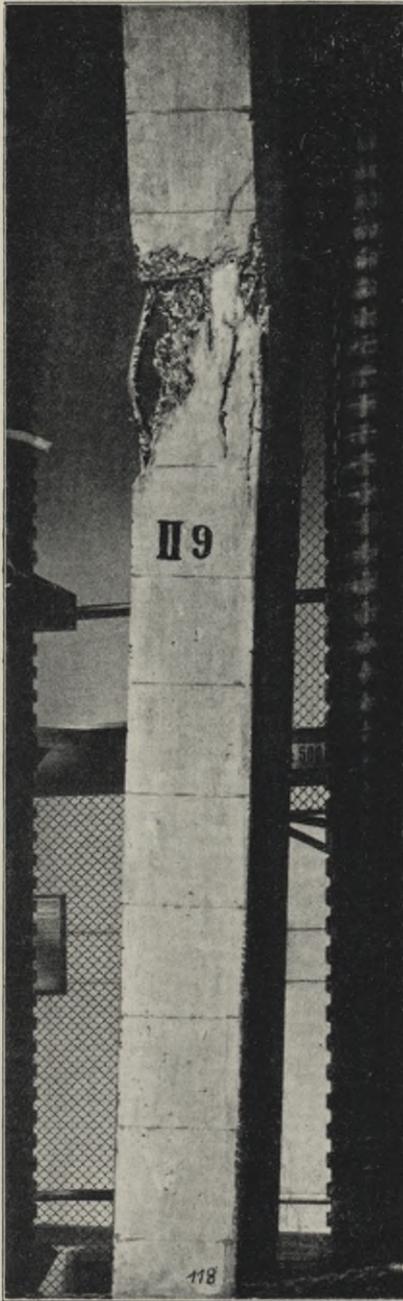


Abb. 118.

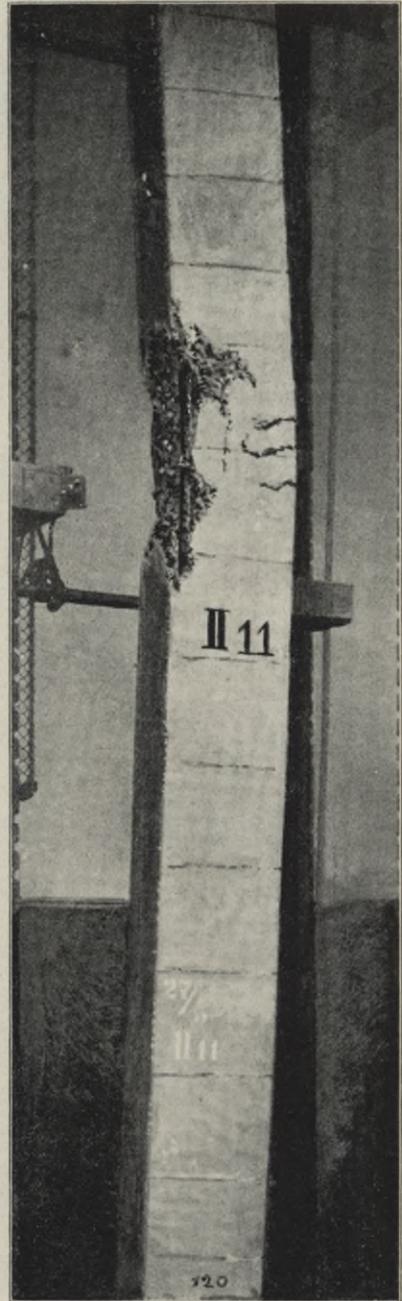


Abb. 120.

270 kg/cm^2 . Diese und die beiden nachstehend besprochenen Versuche können als wirkliche Knickversuche angesehen werden.

d) Exzentrische Spitzenlagerung.

Versuche Nr. 54 und 55. Exzentrizität 5 cm, Alter der Säulen 70 Tage.

Die Bruchlast beträgt 187 bzw. 170 kg/cm^2 des Säulenquerschnittes, die Ausbiegungen waren 19·1 bzw. 20·1 mm knapp vor dem Bruch. Die größten Betonrandspannungen sind 365 bis 344 kg/cm^2 Druck, bzw. 69 kg/cm^2 Zug, die Eisenspannungen im Maximum 2812 bis 2643 Druck, im Minimum 148 bis 167 kg/cm^2 Zug. Die zugehörigen Würfelproben ergaben nach 57 Tagen (also bei einer nur 13 Tage geringeren Erhärtungsdauer als die Säulen) 300 kg/cm^2 . Hieber gehören die Lichtbilder zu den Versuchen Nr. 50, 82, 83, 52, 54.

Aus dem Lichtbild zu Nr. 54 (Abb. 120) kann man die Ausbiegung sowie die Zugriß- und Druckerscheinungen ersehen. Bemerkenswert sind die Schaulinien der Versuche 52 und 53 sowie 54 und 55 (Abb. 103 bis 106).

Gruppe III.

Bewehrte Säulen von quadratischem Querschnitte, 7·00 m hoch ; Betonmischung 420 kg/m^3 .

Hiezu Tabelle Nr. 15 und die Abb. 121 bis 124 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 125—128 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

3·14 v. H. Längsbewehrung, Mischung des Betons 420 kg/m^3 . Die Versuchskörper wurden am 15. und 16. Februar 1910 hergestellt und am 21. bis 27. April erprobt, die Erhärtungsdauer ist 65—70 Tage. Die Säulen der Versuche Nr. 167 und 168 hatten je 24 Stück Bügel, jene von Nr. 169 und 170 je 48 Stück Bügel.

Die größte Ausbiegung zeigte sich bei Nr. 169 mit 10·97 mm, die kleinste bei Nr. 170 mit 2·35 mm; die Bruchlast für 1 cm^2 Säulenquerschnitt schwankt zwischen 334 und 350 kg/cm^2 , ist also im Mittel 340 kg/cm^2 ; die Abweichungen vom Mittelwert betragen 3 bis 1·5 v. H.

Der Wert für n wurde mit Rücksicht auf die Erhärtungsdauer des Betons mit 8·5 angenommen. Hienach ergeben sich die Betonbeanspruchungen infolge der Normalkraft im Minimum mit 270 kg/cm^2 , im Maximum mit 284 kg/cm^2 .

Infolge der Zusatzspannungen, bedingt durch die Ausbiegung, ergeben sich die größten Randspannungen bei

Versuch Nr. 167 mit 310 kg/cm^2 ,

Versuch Nr. 170 mit 286 kg/cm^2 .

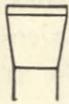
Die zugehörigen Würfelproben haben eine Festigkeit von 318 kg/cm^2 nach 65 Tagen Erhärtungsdauer. Die größten Randspannungen sind weiters

bei Versuch Nr. 168 . . . 342 kg/cm^2 ,

bei Versuch Nr. 169 . . . 358 kg/cm^2 .

Die zu diesen beiden Probesäulen gehörigen Würfelproben ergaben eine Festigkeit von 361 kg/cm^2 nach 65 Tagen. Die Gegenüberstellung ist deswegen inter-

Tabelle Nr. 15. Gruppe III. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 7,00 m hoch.
 Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Verhältnis: Höhe kleinst. Abm.	Längs-Quer-			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	Entfernung der ge- schützten Bewehrung von der Eisenfaser e' in cm	Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Anzahl RE. 7 mm Entfernung in mm			Bewehrung																			
													der Säule in Tonnen	pro kg/cm ² Säulenquerschnitt																		
167	III ₂	15./II. 1910	21./IV. 1910	65	Quadrat 25*25		28	4	3.14	24	zentrisch	Flächen	212	339	(207) 4.652	16.0	12.20	625	19.63	8.5	137	772	275	32552	13147	45700	7.7	90.6	310/240	2567/2113	318/65	Große elastische Nachwirkungen, Bruch plötzlich. Lichtbild
168	III ₁	16./II. 1910	22./IV. 1910	65	"	"	"	"	"	"	"	"	219	350	(217) 6.98	17.0	13.10	"	"	"	"	"	284	"	"	"	"	"	342/226	2790/2040	361/65	Lichtbild
169	III ₃	16./II. 1910	26./IV. 1910	69	"	"	"	"	"	48/125	"	"	209.5	336	(207) 10.97	17.0	13.10	"	"	"	"	"	271	"	"	"	"	"	358/185	2870/1750	361/65	Lichtbild
170	III ₄	16./II. 1910	27./IV. 1910	70	"	"	"	"	"	"	"	"	208.2	334	(207) 2.35	15.0	11.64	"	"	"	"	"	270	"	"	"	"	"	286/254	2401/2189	318/65	Am Kopf gebrochen. Lichtbild

essant, weil bei jedem dieser Säulenpaare eine Säule mit schwacher und je eine Säule mit starker Querbewehrung hergestellt worden war.

Bei diesen Säulen macht sich sonach der Einfluß der Betonqualität in weitaus größerem Maße bemerklich, als der Einfluß des Unterschiedes der Querbewehrung.

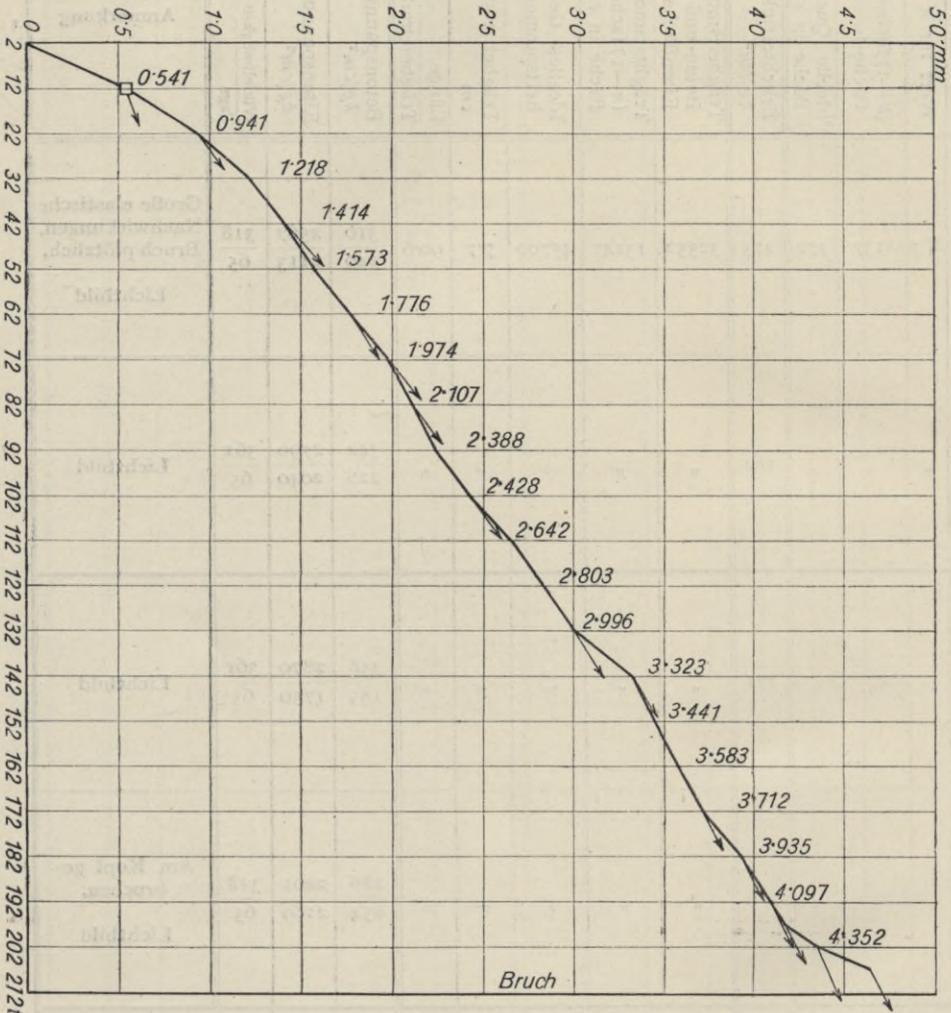


Abb. 121. Vers. 167, Säule III₂.

Die Betonbeanspruchungen infolge der Normalkraft (ohne Biegung) schwanken zwischen 270 und 284 kg/cm^2 , betragen also in Mittel 275 kg/cm^2 für alle vier Säulen, das ist eine Abweichung von 3.4 und 1.8 v. H. mit Bezug auf den Mittelwert. Für die Maximalrandspannungen ist der Mittelwert aus allen 4 Versuchen 324 kg/cm^2 , die Abweichungen sind 10.5 bis 11.6 v. H.

Die sich ergebenden rechnermäßigen Eisenbeanspruchungen, und zwar die Maxima, liegen zwischen 2400 und 2870 kg/cm^2 ; der Mittelwert ist 2657 kg/cm^2 .

Auf Grund dieser Ergebnisse würde man, wenn man die erste Berechnung als Versuchsrechnung betrachtet, zu erwägen haben, ob der mit 8,5 angenommene

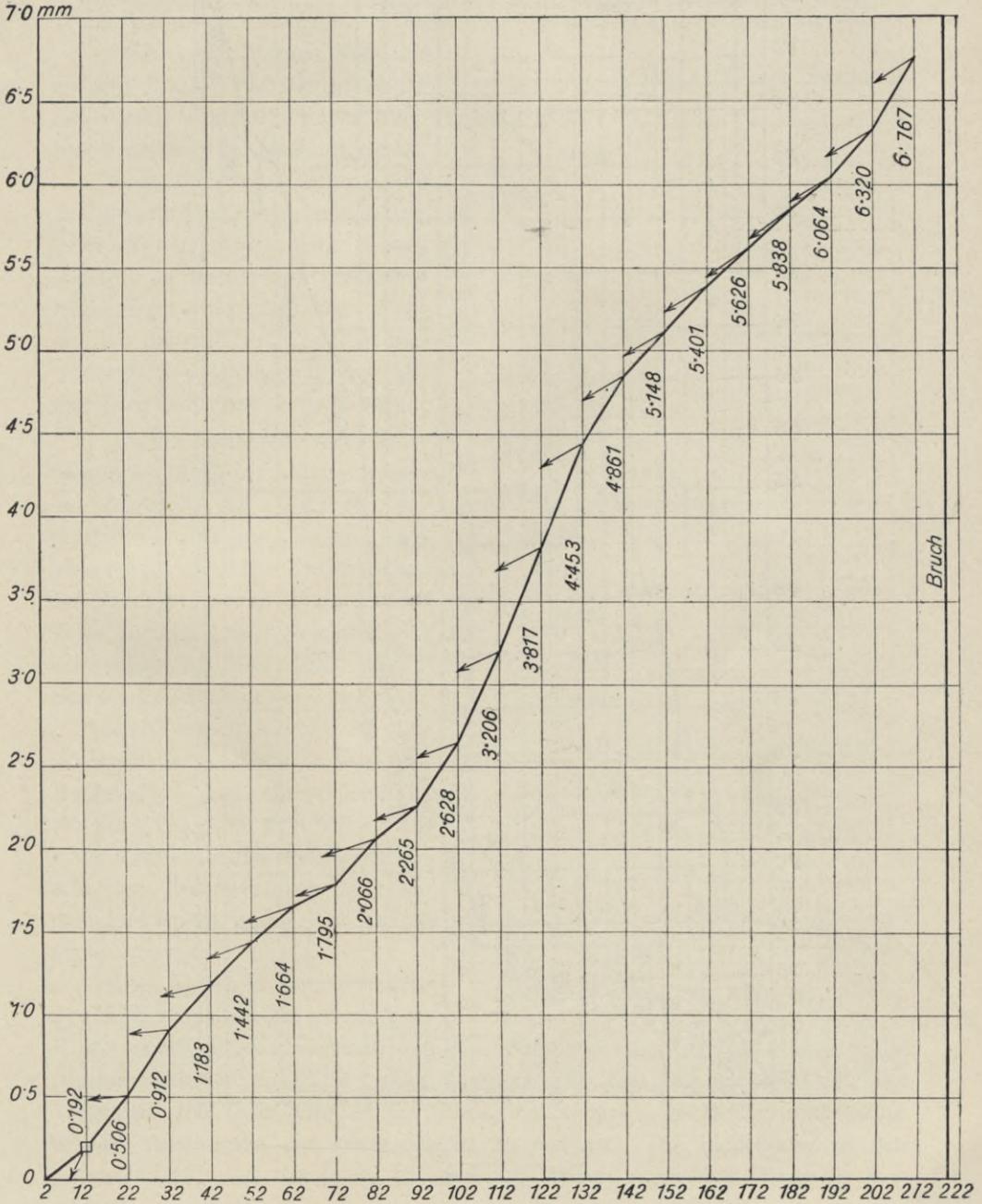


Abb. 122. Vers. 168, Säule III.

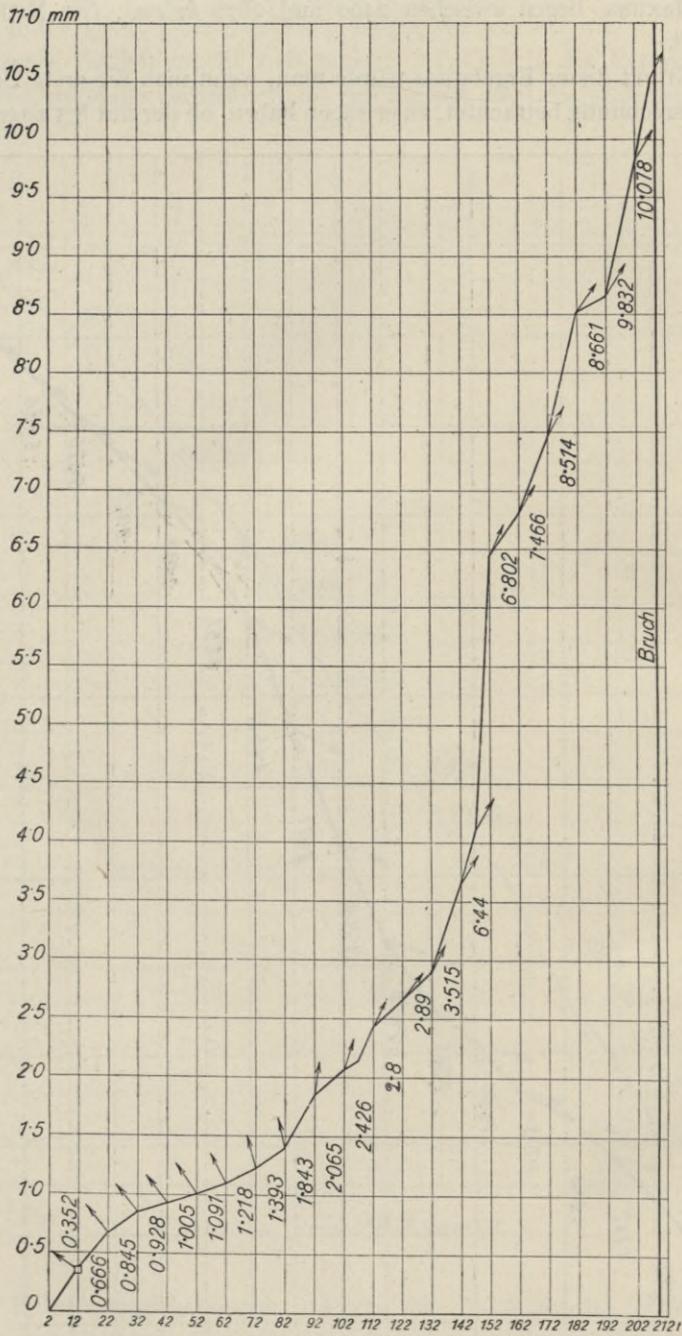


Abb. 123. Vers. 169, Säule III₃.

Wert von n nicht etwas zu groß gegriffen ist und ob man nicht etwa $n = 8$ in eine zweite genauere Rechnung einsetzen sollte, da der Wert für das Maximum der Eisendruckspannung von 2870 kg/cm^2 , bei Versuch Nr. 169 schon sehr fraglich ist. In diesem Falle ($n = 8$) würden sich die Betonspannungen für Versuch 169 mit 363 und 185 kg/cm^2 , die Eisenspannungen mit 2730 und 1654 kg/cm^2 ergeben, Werte, die möglich sind und vielleicht eine bessere Übereinstimmung darstellen.

Man ersieht hieraus, von wie großem Einfluß die richtige Wahl des Wertes n für die Beurteilung, besonders der Eisenspannungen, ist.

Eigentlich ist jede Säule eine Individualität für sich, und würde jeder Versuchskörper die seinen Eigentümlichkeiten entsprechende Behandlung bezüglich der Wahl der Koeffizienten usw. erheischen, wodurch der Rahmen dieser Abhandlung weit überschritten würde.

Die Schaulinien der Ausbiegungen (Abb. 121 bis 124) zeigen bei Versuch 167 anfangs ein stärkeres Ansteigen, sodann eine ziemlich gleichmäßige Entwicklung, bei Versuch Nr. 170 anfangs stärkeres Ansteigen, dann gleichmäßiges schwaches Wachsen und endlich eine starke Zunahme vor dem Bruch.

Bei Versuch Nr. 168 ist das Wachsen der Ausbiegung sehr unregelmäßig. Aus der Schaulinie (Versuch 169, Abb. 123) kann man einen längeren Aufenthalt im Fortschreiten der Belastung zwischen den Laststufen 147 t und 152 t genau ersehen.

Das Lichtbild zum Versuch 170 (Abb. 128) zeigt den vorzeitigen Bruch am Kopf, wahrscheinlich infolge Sprengwirkung der an dieser Stelle zusammentreffenden relativ großen Eisenmassen. Aus dem Lichtbilde zu den Versuchen 168 (Abb. 126) ist ein schräges Abscheren des Betons und darauf erfolgte Ausbiegung der Eiseneinlagen zu ersehen. Die Lichtbilder zu den Versuchen 167 und 169 (Abb. 125 und 127) zeigen in gleicher Weise die Zerstörung am Schaft.

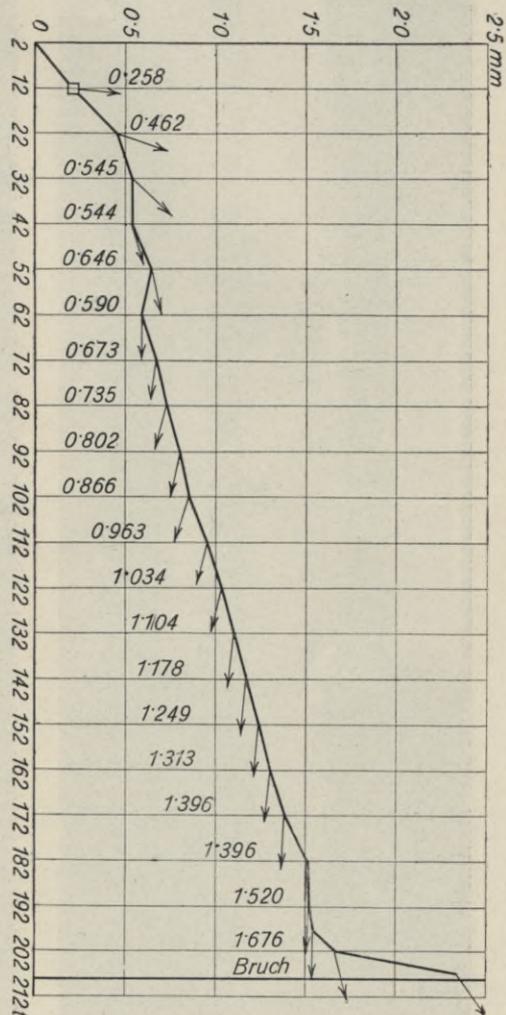


Abb. 124. Vers. 170, Säule III₄.

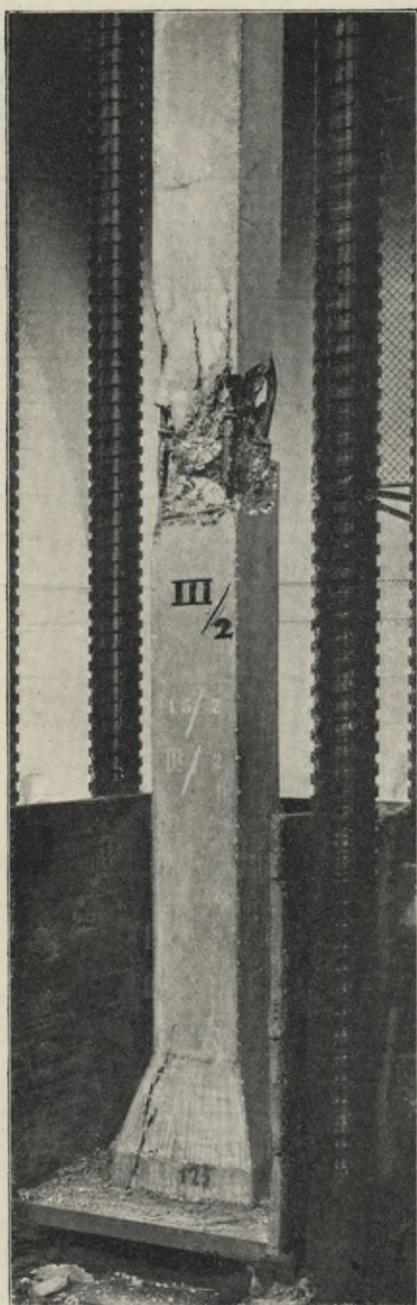


Abb. 125.

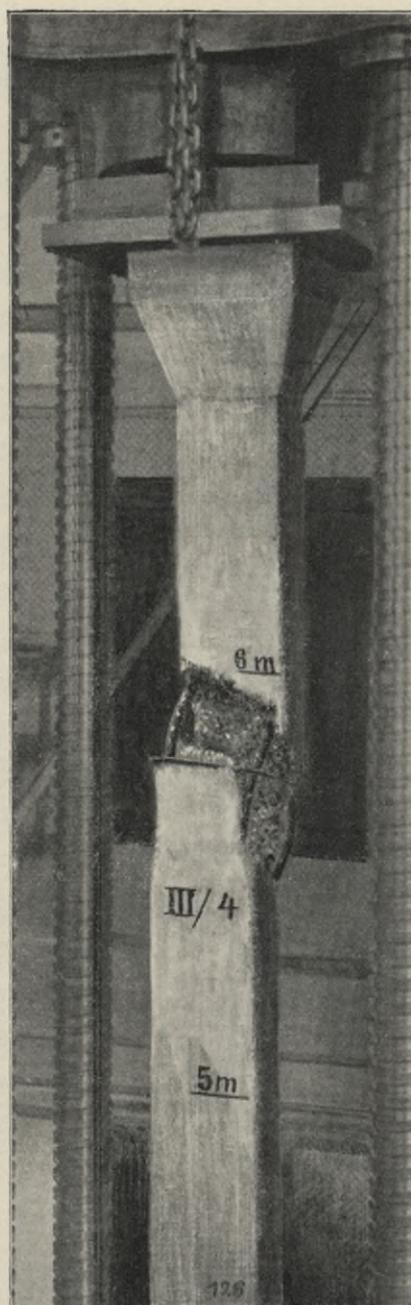


Abb. 126.

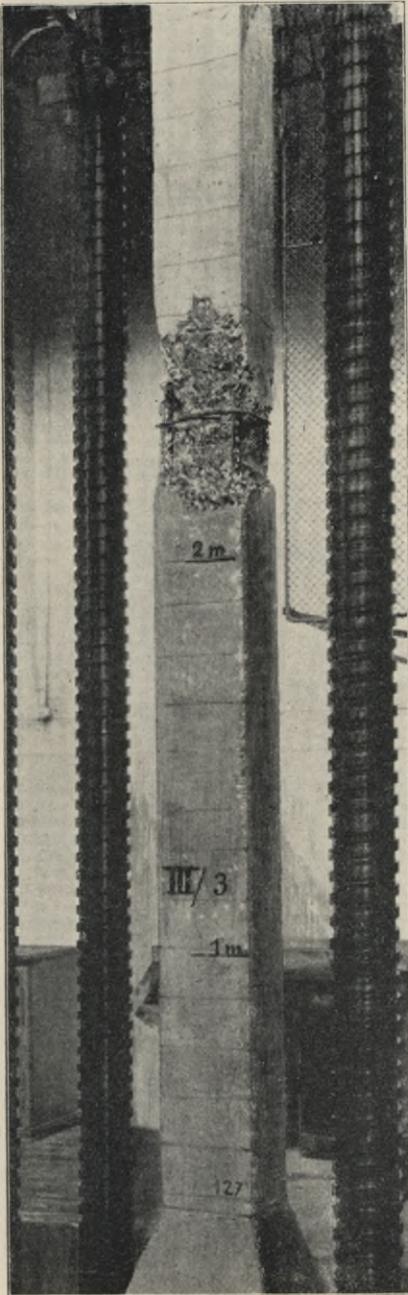


Abb. 127.



Abb. 128.

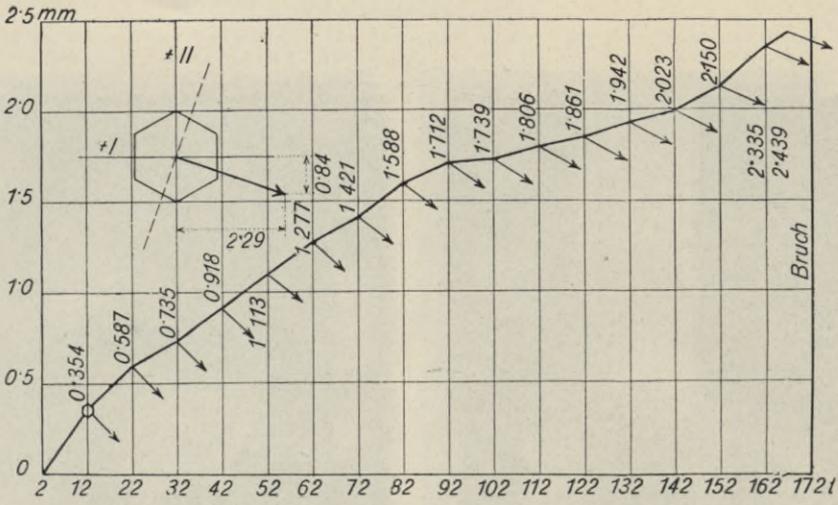


Abb. 131. Vers. 65, Säule IV₅.

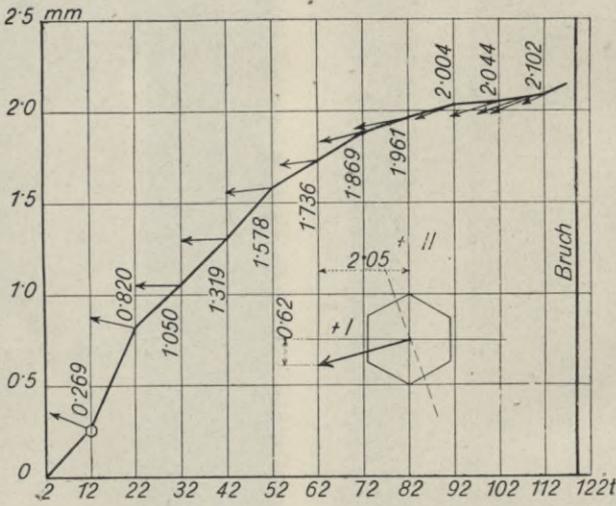


Abb. 130. Vers. 68, Säule IV₃.

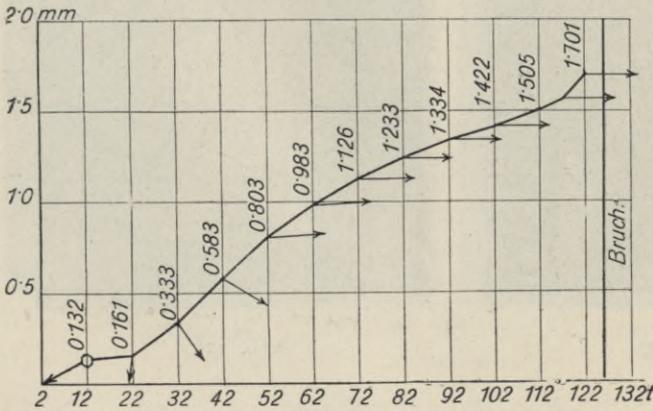
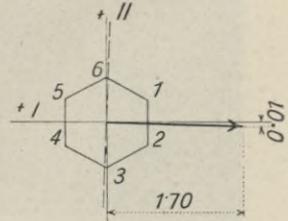


Abb. 129. Vers. 67, Säule IV₄.



Gruppe IV.

Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte, 3,0 m hoch, Betonmischung 420 kg/m³.

Hiezu Tabelle Nr. 16, die Abb. 129 bis 134 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 135 mit Schaubild einer gebrochenen Säule.

Versuche 67 und 68. Alter der Säulen 101 und 103 Tage.

Die Ergebnisse dieser Versuche fallen ganz aus der Reihe, wenn nicht in der Angabe bezüglich des Mischungsverhältnisses ein Irrtum vorliegt.

Insbesondere ist gegenüber dem Versuch Nr. 30 und 31 (ohne Bewehrung) ein starker Abfall zu verzeichnen, dessen Ursache nur in der Verwendung eines neuen frischen Zementes oder in einem Mischungsverhältnis des Betons (welches möglicherweise magerer war, als angegeben) zu suchen sein dürfte.

Die Betonspannungen sind 215 und 203 kg/cm² gegenüber 262 und 234 bei gleichem Alter und ohne Bewehrung, die größten Betonrandspannungen 216 und 225 kg/cm² gegen 305 und 303 kg/cm².

Jedenfalls liegen die Ergebnisse dieser Versuche ganz außerhalb der Reihe der übrigen; es ist zu vermuten, daß infolge eines Versehens die Zuschlagstoffe in größerem Ausmaße, als der beantragten Mischung entsprach, beigegeben wurden. Die Schaulinien der Ausbiegungen scheinen diese Annahme zu rechtfertigen, ebenso wie die noch zu besprechenden übrigen Versuche dieser Gruppe.

Die Versuche Nr. 65, 69 sowie 70 und 71 (die beiden letzteren mit abnormaler Lage der Längsbewehrung) zeigen eine sehr schöne Übereinstimmung in ihren Ergebnissen.

Bei 65 und 69 sind die Bruchbeanspruchung für den Säulenquerschnitt 316 kg/cm², die mittlere Betonbeanspruchung 260 kg/cm² und die Maximal-Betonrandspannungen 281 und 280 kg/cm², die Maximalspannungen im Eisen betragen 195 und 2190 kg/cm². Bei den Versuchen Nr. 70 und 72 sind die Bruch-

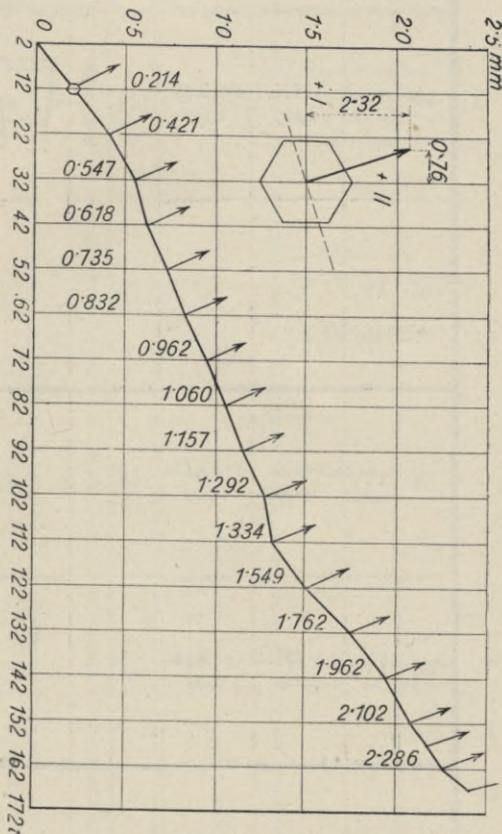
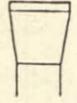


Abb. 132. Vers. 69, Säule IV6.

Tabelle Nr. 16. Gruppe IV. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3,00 m hoch.
 Betonmischung 420 kg/m³ — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Höhe Verhältnis: kleinst. Abm.	Längs-Quer-Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	Entfernung der ge- trübten Zone von der Lagerung der Säule in cm	von der Schwäche Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisen- fläche in cm ²	Ideelle Querschnitts- fläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Bet- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisen- fläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträg- heitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Her- stellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Anzahl	Durchmes er mm	v. H.			Anzahl RE. 7 mm Entfernung in mm	der Säule in Tonnen																		pro kg/cm ² Säu- lenquerschnitt
								Anzahl	Durchmes er mm	v. H.			Anzahl RE. 7 mm Entfernung in mm	der Säule in Tonnen																		pro kg/cm ² Säu- lenquerschnitt
67	IV ₄	1./IX. 1909	13./XII. 1909	103	Sechseck		12	6 RE 12	1.25	8 250	zentrisch	Flächen	126.4	232	(122) 1.7	12.55	8.78	541	6.79	8	47.53	588	215	23490	2422	25915	6.6	45.5	225 205	1776 1664	332 105	Bruch unter Druckerschei- nung im oberen Drittel
68	IV ₃	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	119.7	221	(117) 2.15	14.02	8.55	"	"	8	"	"	203	"	"	"	"	"	216 190	1690 1558	"	Bruch im oberen Drittel. 2 Lichtbilder
65	IV ₅	1./IX. 1909	11./XII. 1909	101	"	"	"	6 RE 19	3.15	"	"	"	172	316	(167) 2.44	14.24	9.97	541	17.02	8	119	660	260	23490	5600	29100	6.6	"	281 239	2195 1965	"	Druckerschei- nung
69	IV ₆	2./IX. 1909	14./XII. 1909	103	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(167) 2.44	13.72	9.61	"	"	8	"	"	"	"	"	"	"	"	280 240	2190 1970	359 104	Bruch im Drittel von unten
70*)	IV ₈	2./IX. 1909	14./XII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	175	322	(172) 0.92	14.32	6.67	541	17.02	8	119	660	265	23490	2576	26070	6.3	47.6	274 256	2153 2087	"	Bruch ober dem Fuß
71*)	IV ₇	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	168.5	309	(167) 1.392	14.40	6.90	"	"	8	"	"	255	"	"	"	"	"	263 247	2070 2010	"	Bruch unter dem Kopf

*) Mit abnormaler Lage der Längsbewehrung.

beanspruchungen 322 und 309, im Mittel 316 kg/cm^2 , die Betonbeanspruchungen 265 bzw. 255 kg/cm^2 , die größten Betonrandspannungen 274 und 263 kg/cm^2 , die Eisenbeanspruchungen 2153 und 2070 kg/cm^2 . Die Würfel Festigkeit betrug 359 kg/cm^2 nach 104 Tagen. Von Versuch 68 zeigt ein Lichtbild (Abb. 135) die Bruchstelle, welche eine ganz andere Erscheinung darbietet, als dies sonst der Fall ist.

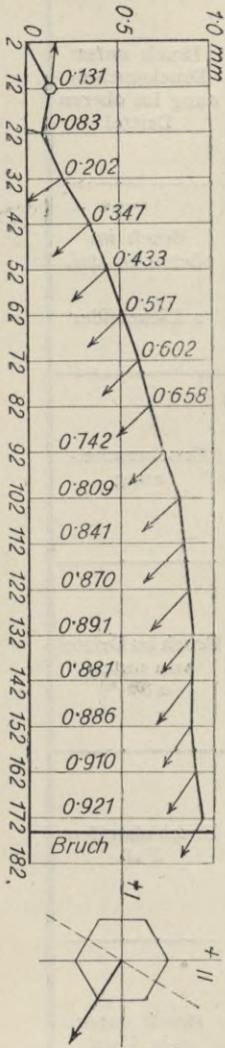


Abb. 133. Vers. 70, Säule IV₈.

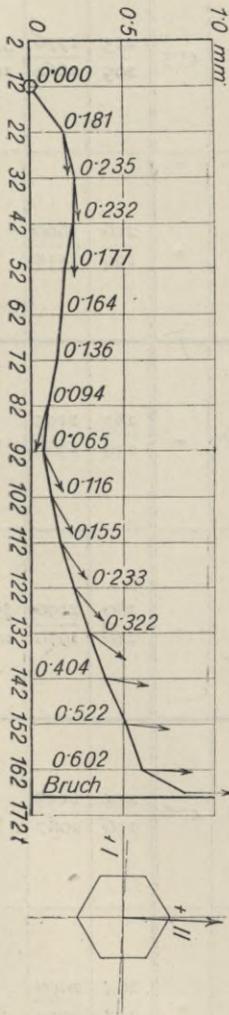


Abb. 134. Vers. 71, Säule IV₇.

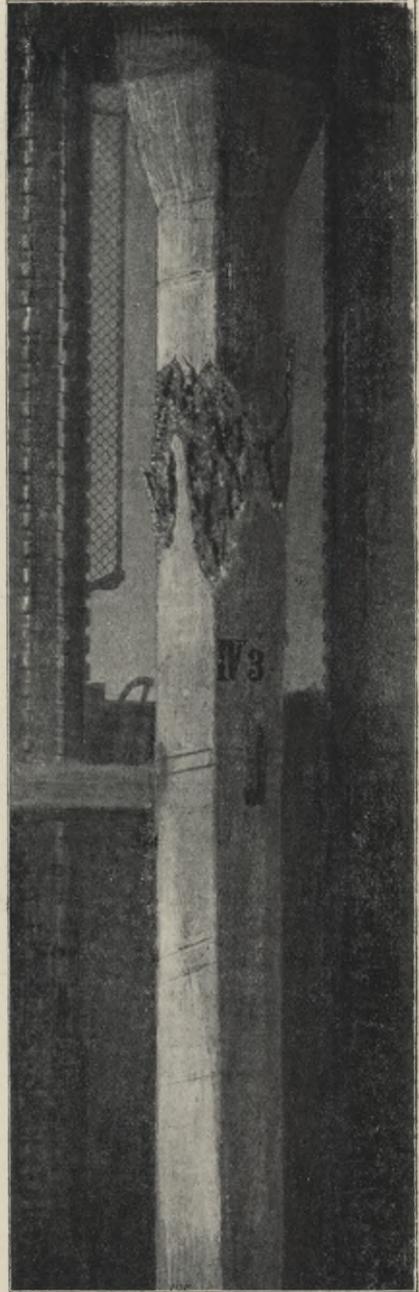


Abb. 135.

Gruppe V.

Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4,5 m hoch, Betonmischung 420 kg/m³.

Tabelle Nr. 17. Hiezu die Abb. 136 bis 149 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 150 bis 156 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Das Alter der Probekörper betrug 95—111 Tage.

Bei den Versuchen Nr. 75 und 76 betrug die Längsbewehrung 1,25 v. H. und hatte abnormale Lage; bei den übrigen Versuchen war die Längsbewehrung

in normaler Lage und zwar bei Nr. 73 und 74 mit 1,25 v. H. und bei den Versuchen Nr. 77, 78, 79, 80, 96 und 98 mit 3,15 v. H. Diese Versuche zeigen eine vom Datum der Erzeugung abhängige Zunahme in der Festigkeit.

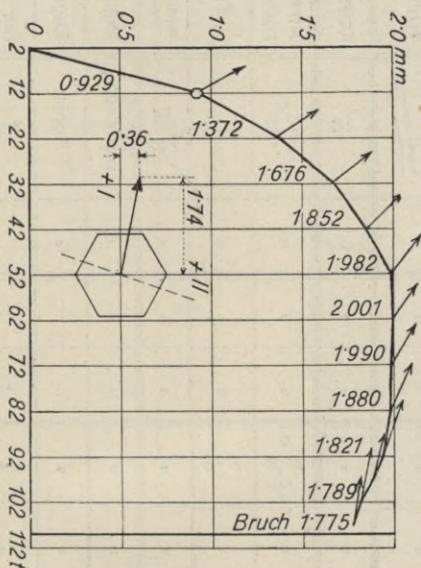


Abb. 136. Vers. 75, Säule V₃.

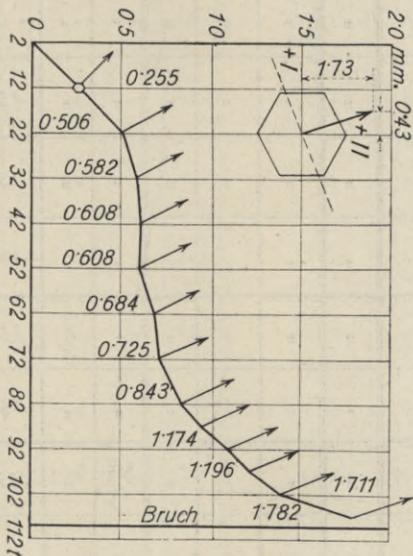


Abb. 137. Vers. 76, Säule V₄.

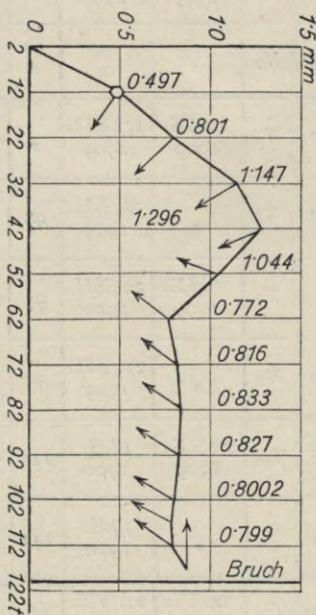


Abb. 138. Vers. 73, Säule V₁.

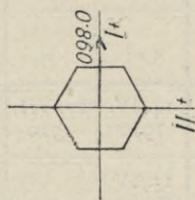


Tabelle Nr. 17. Gruppe V. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4,50 m hoch.

Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Verhältnis: Höhe kleinst. Abm.	Längs-Quer-Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge / Trägheitsradius = r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung		
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Anzahl	Durchmesser mm	v. H.			Anzahl R.E. 7 mm Entfernung in mm	der Säule in Tonnen		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der Eisenfaser e in cm																Entfernung der Eisenfaser e' in cm	
																																		Sechseck
* 75	V ₃	10./IX. 1909	16./XII. 1909	97	Sechseck		18	6	12	1'25	14	250	zentrisch	Flächen	110'2	203	(107) 1'78	13'5	6'44	541	6'79	8	47'53	588	187	23493	1141	24630	6'5	69	198 / 176	1541 / 1459	267 / 103	stärkster Abfall der Würfelproben
76	V ₄	11./IX. 1909	17./XII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(107) 1'78	14'00	6'50	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	303 / 102	verminderter Abfall	
73	V ₁	10./IX. 1909	16./XII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	121	223	(117) 0'86	12'50	8'75	"	"	"	"	205	"	2422	25915	6'6	68	210 / 200	1670 / 1610	267 / 103	stärkster Abfall, Lichtbild	
74	V ₂	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	117	216	(112) 1'15	12'88	9'01	"	"	"	"	198	"	"	"	"	"	205 / 191	1621 / 1547	"	stärkster Abfall	
77	V ₅	11./IX. 1909	17./XII. 1909	"	"	"	"	6	19	3'15	"	"	"	"	141	260	(137) 2'42	12'53	8'46	"	17'02	"	119'14	660	213	"	5600	29100	"	"	228 / 198	1783 / 1625	303 / 102	verminderter Abfall, Lichtbild
78	V ₆	"	18./XII. 1909	98	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	137	252	(132) 5'41	13'95	9'43	"	"	"	"	207	"	"	"	"	"	243 / 171	1849 / 1463	"	verminderter Abfall	
79	V ₇	16./IX. 1909	20./XII. 1909	95	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(132) 0'8	14'39	9'90	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	213 / 201	1686 / 1626	362 / 130	Lichtbild		
80	V ₈	"	21./XII. 1909	96	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	152	280	(147) 2'19	14'24	9'62	"	"	"	"	230	"	"	"	"	"	246 / 214	1928 / 1752	"	—	
96	V ₁₀	30./IX. 1909	18./I. 1910	110	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	157	290	(157) 2'91	13'50	9'11	"	"	"	"	238	"	"	"	"	"	259 / 217	2019 / 1789	334 / 112	Druckzerstörung	
98	V ₉	"	19./I. 1910	111	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	162	299	(157) 3'19	13'65	9'22	"	"	"	"	245	"	"	"	"	"	269 / 221	2091 / 1829	"	Druck	
159	V _{8a}	14./IV. 1910	21./VII. 1910	98	"	"	"	"	"	"	"	"	Spitzen	154	282	(152) 5'38	14'24	9'62	"	"	"	"	"	233	"	"	"	"	"	274 / 192	2084 / 1644	296 / 99	Lichtbild	
160	V _{7a}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	152	278	(152) 12'16	14'38	9'72	"	"	"	"	230	"	"	"	"	"	321 / 149	2334 / 1346	"	Lichtbild		
165	V _{9a}	14./IV. 1910	22./VII. 1910	99	"	"	"	"	"	"	"	"	5 cm exzent.	77	142	(72) 19'36	14'41	9'74	"	"	9	136'16	677	113'5	"	6400	29900	"	"	370 / 144	2578 / 436	"	Lichtbild	
166	V _{10a}	15./IV. 1910	"	98	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(72) 19'44	14'05	9'50	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	363 / 137	2552 / 508	278 / 98	Lichtbild		

*) Mit abnormaler Lage der Längsbewehrung.

Die Proben, welche am 10. September 1909 erzeugt wurden, geben die geringsten Festigkeiten; die Festigkeiten der am folgenden Tage hergestellten weisen bereits eine Zunahme auf. Diese wächst bei den Proben vom 16. September; weiter ergibt sich für jene vom 30. September noch eine weitere, ganz beträchtliche Zunahme. Im Zusammenhalte mit den zugehörigen Würfelproben ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

Es liegt hier die ganz gleiche Erscheinung vor, auf welche schon bei Besprechung der Würfelproben hingewiesen wurde, und liegt die Ursache jeden-

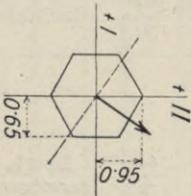
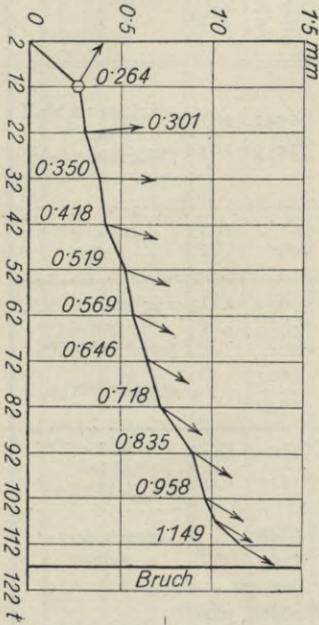


Abb. 139. Vers. 74, Säule V₂.

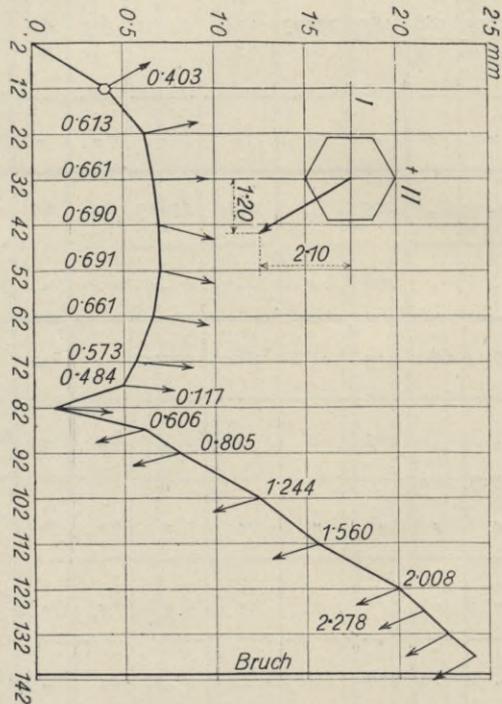


Abb. 140. Vers. 77, Säule V₅.

falls im Verhalten des Zementes, welcher offenbar aus einer ganz frischen Lieferung stammte.

Für den Versuch Nr. 96 und 98 kommt auch eine längere Erhärtungsdauer zu berücksichtigen, woraus übrigens hervorgeht, daß bei größerer Erhärtungsdauer die Ergebnisse den normalen näher gekommen und bei sehr großer Erhärtungsdauer die normalen Festigkeiten vollständig erreicht worden wären.

Die Bruchlast wächst bei den vier ersten Proben (1.25 v. H. Bewehrung) von 203 kg/cm^2 auf 223 kg/cm^2 , bei den übrigen mit 3.15 v. H. Bewehrung von 252 kg/cm^2 auf 299 kg/cm^2 . Die Betonspannungen wachsen von 187 auf 245 kg/cm^2 .

Die größten Betonrandspannungen liegen zwischen 198 und 269 kg/cm^2 ; das Material der Eiseneinlagen ist trotz der bedeutenden Erhärtungsdauer beim Bruch noch nicht bis zu seiner vollen Leistungsfähigkeit im Verbundkörper

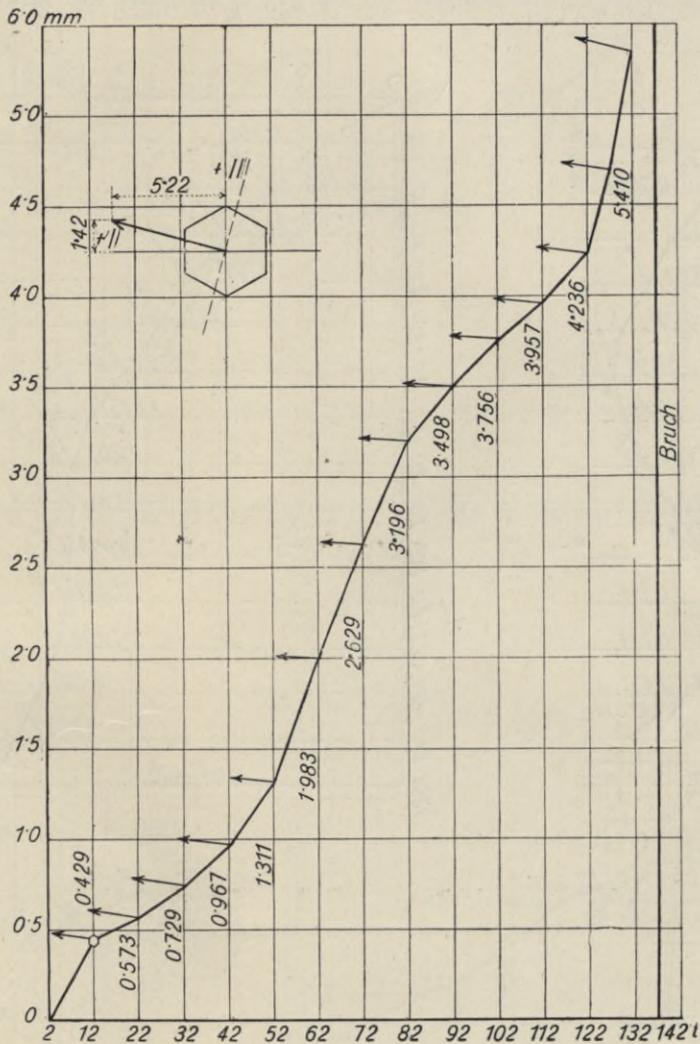


Abb. 141. Vers. 78, V.6.

beansprucht. Die zugehörigen Würfelpben sind in der Zusammenstellung angeführt, haben aber teilweise eine andere Erhärtungsdauer als die Säulen.

Die Versuche Nr. 159 und 160 (zentrische Spitzenlagerung) gehen in ihren Ausbiegungen beträchtlich auseinander. Die mittleren Betonspannungen 233 und 230 kg/cm^2 fallen nahezu zusammen; dagegen kommt der Einfluß der Ausbiegung in den Randspannungen zum Ausdruck (274 gegen 321 kg/cm^2). Der Grenzwert

der Eisenbeanspruchung ist bei Versuch 160 kaum noch erreicht und bei 159 noch weit unter demselben.

Die Versuche Nr. 165 und 166, exzentrisch mit Spitzenlagerung, zeigen in allen Punkten eine vollständige Übereinstimmung, denn die Abweichungen der größten Betonrandspannungen 370 bis 363 kg/cm² sind nur unwesentlich.

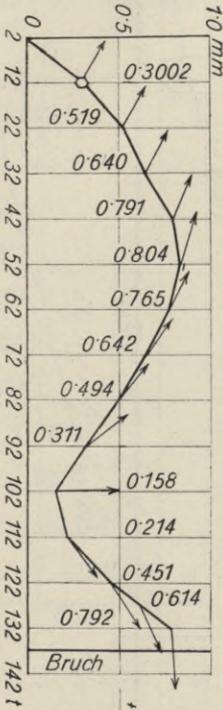


Abb. 142. Vers. 79, Säule V₇.

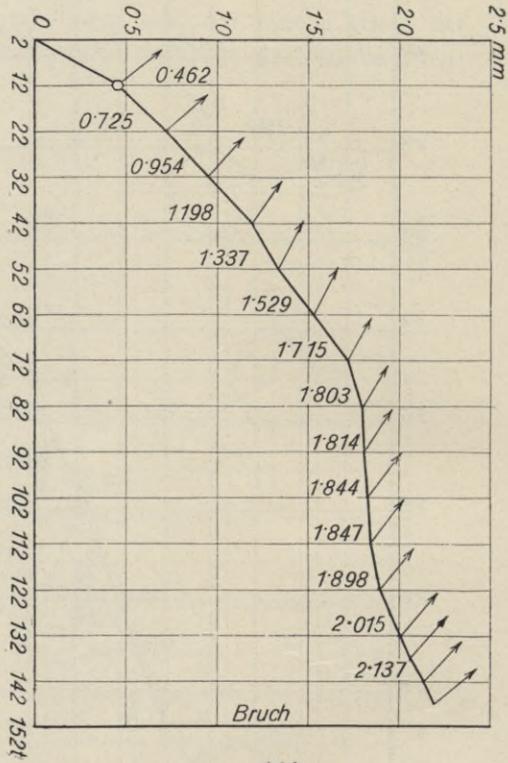


Abb. 143. Vers. 80, Säule V₈.

Für die vier letzten Versuche kommen, da es sich um Achsialdruck und Biegung handelt, die bei Biegeversuchen gemachten Erfahrungen, daß die berechneten Druckfestigkeiten größer sind als die Würfeldruckfestigkeiten, gleichfalls zum Ausdruck.

Das Lichtbild für Versuch 77 (Abb. 151) zeigt die Bruchstelle, das schräge Abschieben des Betons und das Ausknicken der Eiseneinlagen.

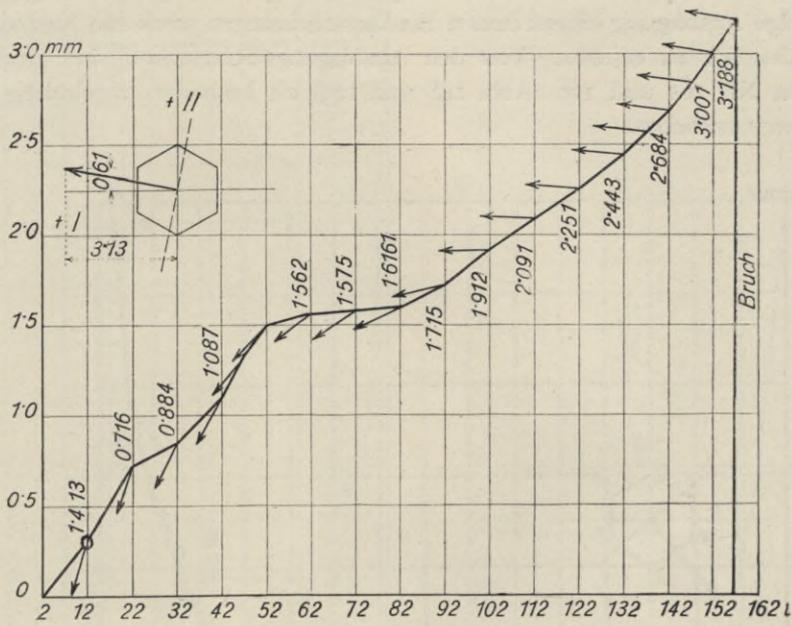


Abb. 145. Vers. 98. Säule V₉.

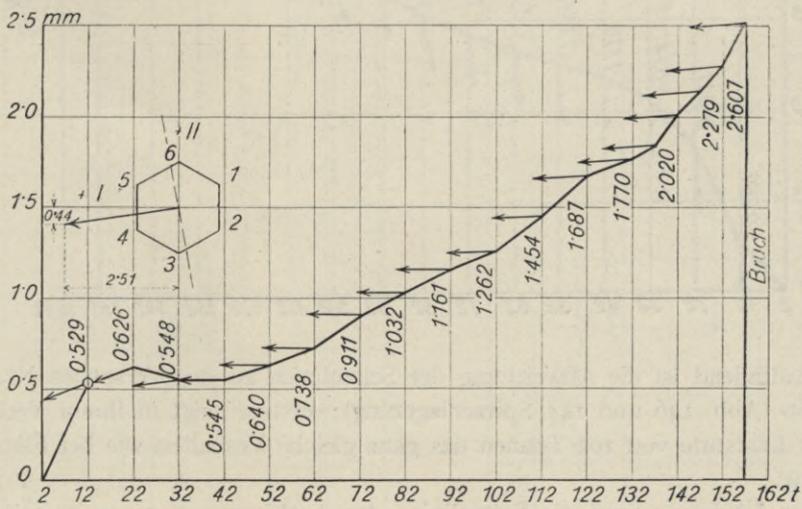


Abb. 114. Vers. 96. Säule V₁₀.

Im Lichtbild für Versuch 79 (Abb. 152) ist eine Absprengung am Säulenfuß*), in den Lichtbildern der Versuche 159, 160, 165, 166 (Fig. 151 bis 154) sind die infolge Ausbiegung eingetretenen Brucherscheinungen sowie die Ausbiegung selbst deutlich zu ersehen. Von den Ausbiegungs-Schaulinien sind jene der Versuche Nr. 165 und 166 (Abb. 148 und 149) als besonders regelmäßig und schön hervorzuheben.

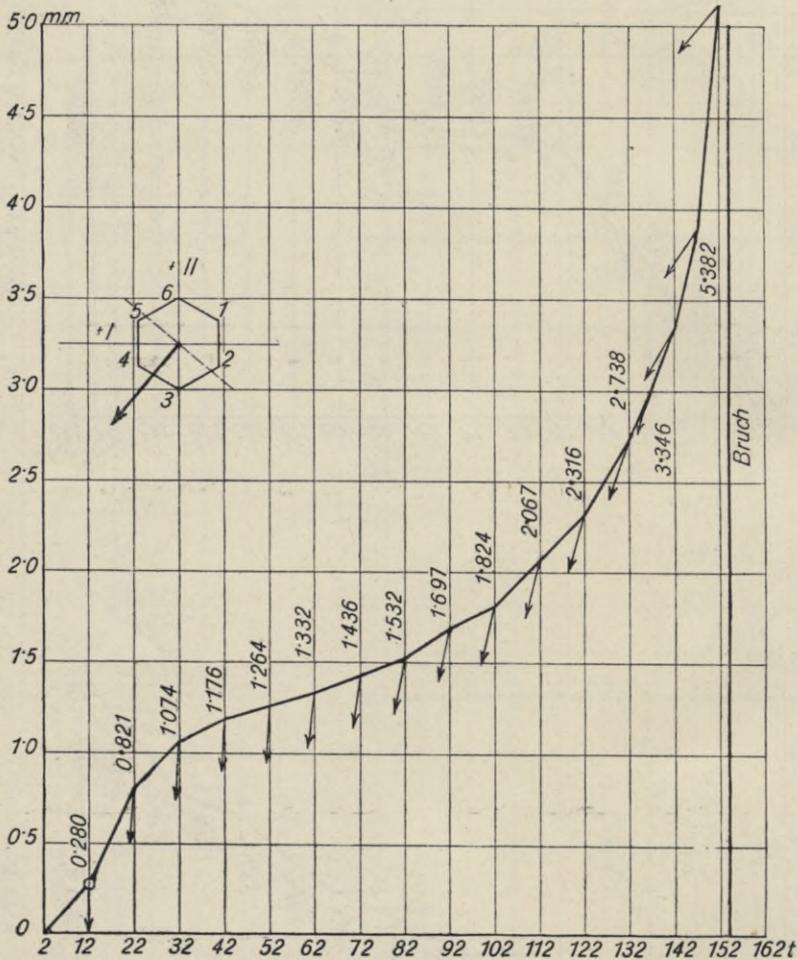


Abb. 146. Vers. 159, Säule V_{8a}.

Auffallend ist die Abweichung der Schaulinien zu den Versuchen Nr. 159 und 160 (Abb. 146 und 147 Spitzenlagerung); erstere zeigt in ihrem Verlaufe bis zur Laststufe von 102 Tonnen das ganz gleiche Verhalten wie bei Flächenlagerung.

Im Übrigen zeigen die Schaulinien der Ausbiegungen genau so wie der Zement ein abnormales Verhalten.

*) Eine Folge der an diesen Stellen sich häufenden Eisenmengen.

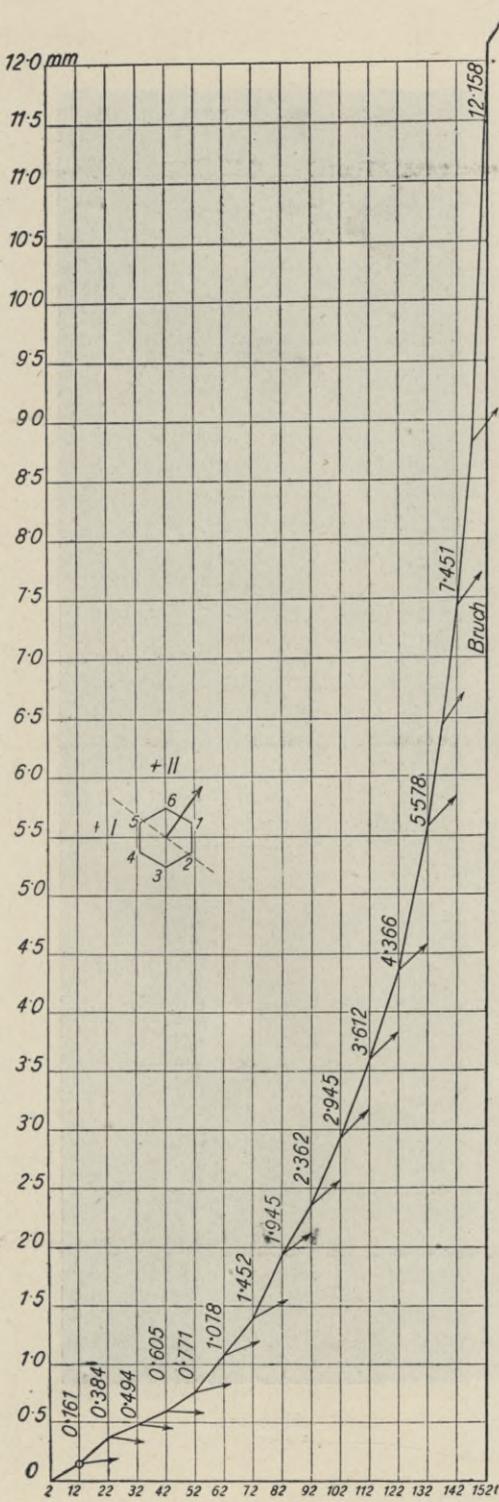


Abb. 147. Vers. 160, Säule V_{7a}.

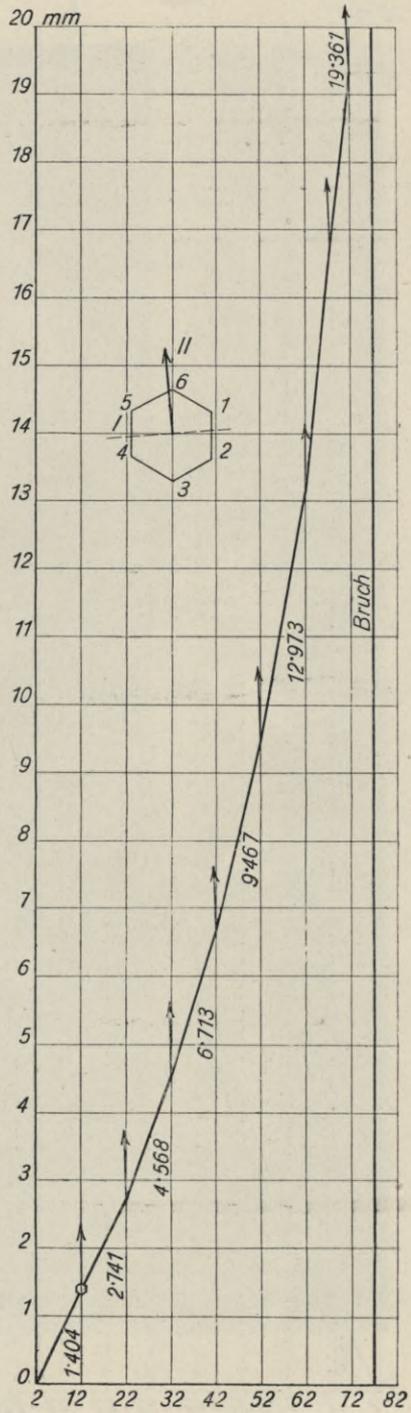


Abb. 148. Vers. 165, Säule V_{9a}.

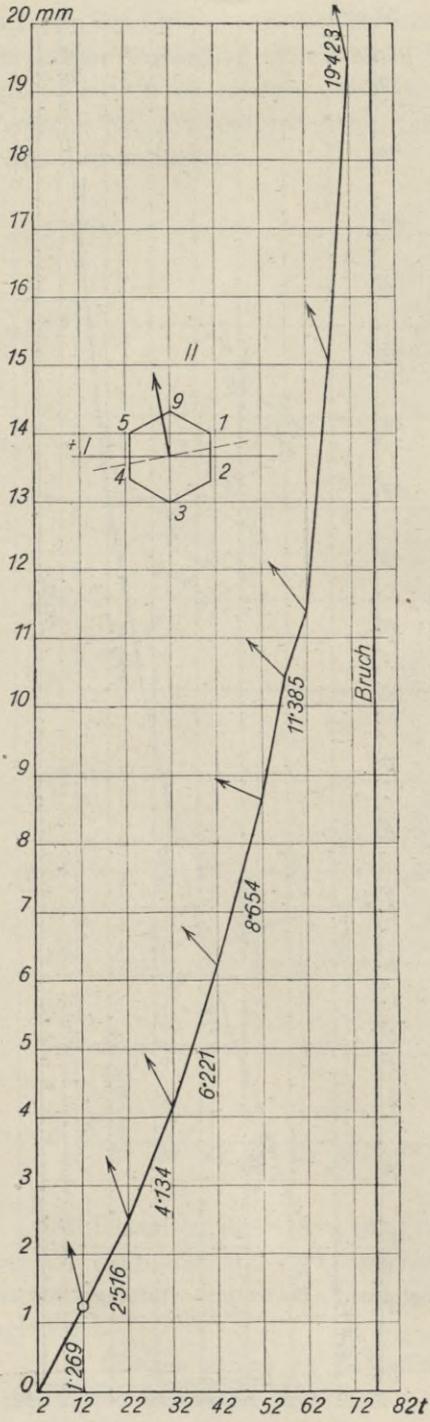


Abb. 149. Vers. 166, Säule V₁₀₀.

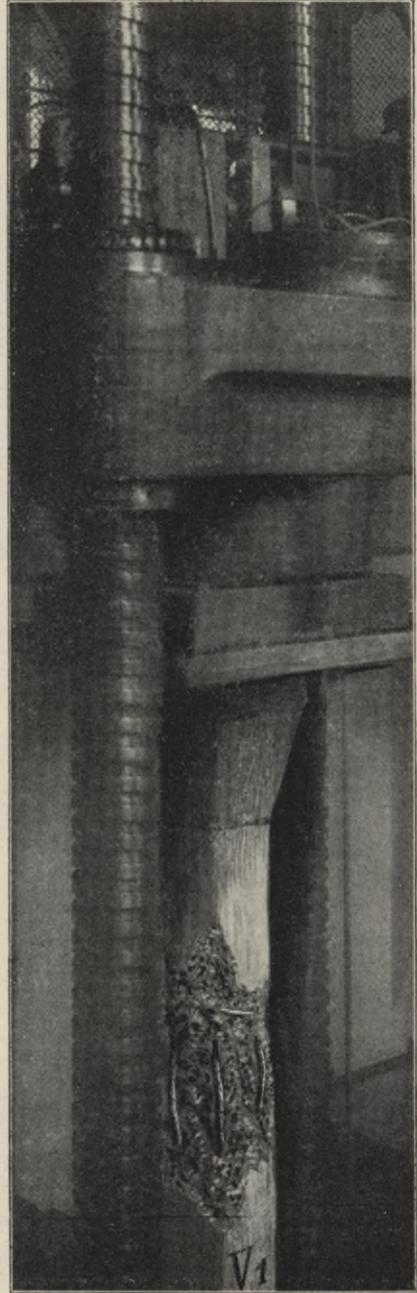


Abb. 150.

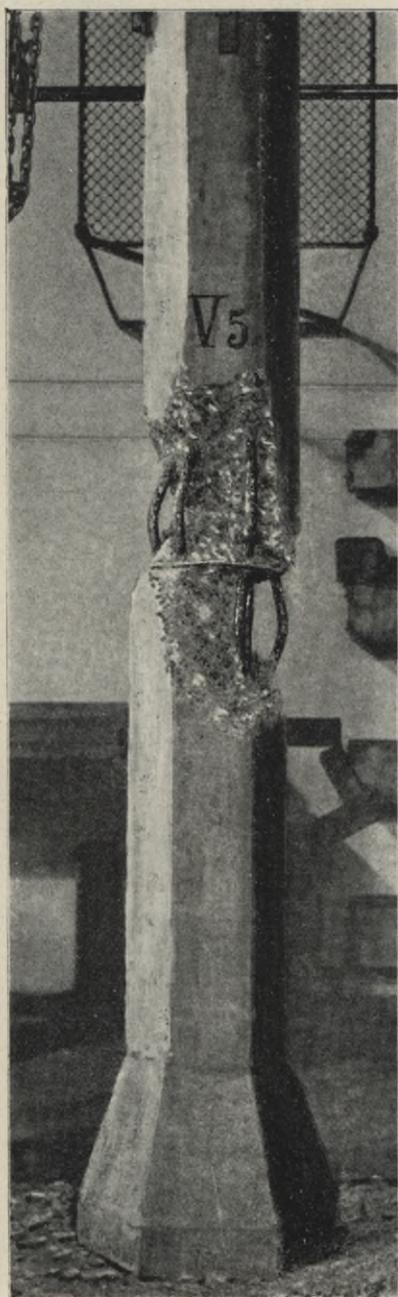


Abb. 151.

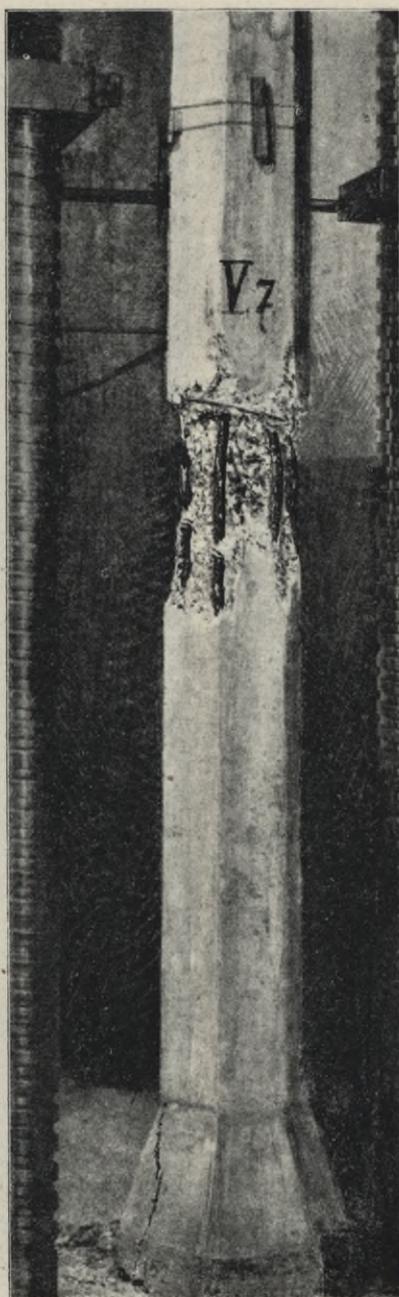


Abb. 152.



Abb. 153.

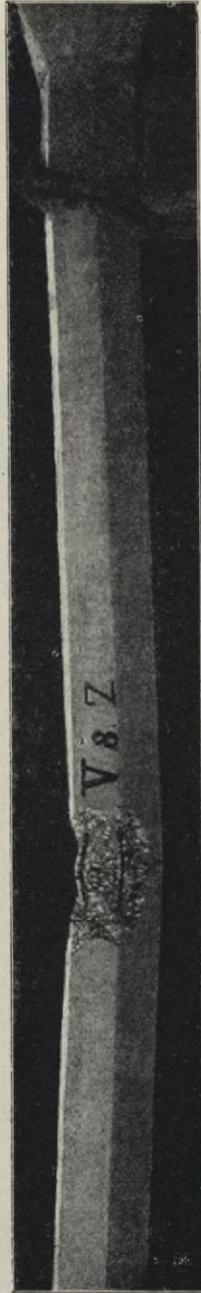


Abb. 154.



Abb. 155.



Abb. 156.

Gruppe VI.

Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte, 3·0 m hoch, spiralförmige Bewehrung, Betonmischung 420 kg/m³.

a) Gruppe VI a, Längsbewehrung 1·25 v. H.

Hiezu Tabelle Nr. 18, die Abb. 157 bis 160 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 161 bis 163 mit den Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Zunächst sollen die Ergebnisse ohne rechnermäßige Berücksichtigung der Querbewehrung besprochen werden. Die bezüglichen Werte sind in der Tabelle in der Rubrik jedes einzelnen Versuches um halbe Zeilenhöhe hinaufgerückt, während die Rechnungsergebnisse mit Berücksichtigung

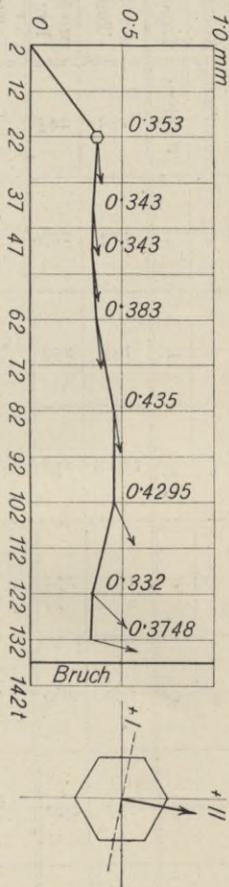


Abb. 157.

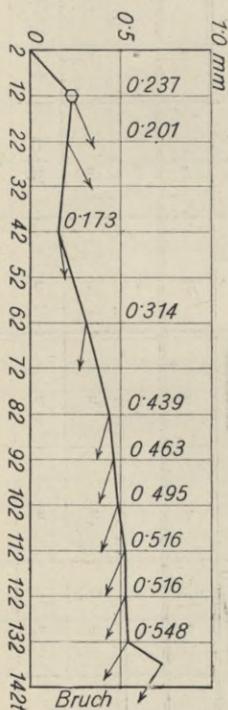
Vers. 4, Säule VI₇.

Abb. 158.

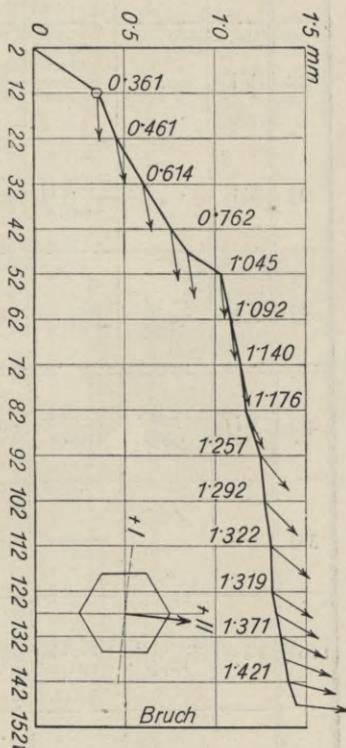
Vers. 3, Säule VI₈.

Abb. 159.

Vers. 118, Säule VI_{8a}.

der Querbewehrung auf der Zeile selbst stehen und durch starke Umrandung hervorgehoben sind.

Bei den Versuchen Nr. 21 und 22 (Querbewehrung 0·695 v. H.) ist die Bruchbeanspruchung des Querschnittes 243 bzw. 229 kg/cm², die Betonbeanspruchung 219 bzw. 206 kg/cm², im Mittel 212 kg/cm², die Kantenpressung im Mittel 220 kg/cm². Bei den Proben Nr. 23 und 24 (Querbewehrung 0·732 v. H.)

Tabelle Nr. 18. Gruppe VIa. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 105 v. H. Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule					Verhältnis Höhe kleinst. Abm.	Längs- Quer- Bewehrung				Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in mm	von der Schwerachse		Wert für n	Längs- bewehrung cm ²		Quer- bewehrung cm ²		Ideelle Quer- schnittsfläche cm ²		Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung kg/cm ²	Eisen spannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung																							
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Kopfform		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Durchmesser Ganghöhe mm	v. H.			der Säule in Tonnen	pro kg/cm ² Säulenquerschnitt		Entfernung der gespanntesten Betonfaser ε in cm	Entfernung der Eisenseiter ε' in cm		Eisenfläche (n-1)fache Eisenfläche	als ideale Längsbewehrung	(n-1)fache ideale Längsbewehrung	mit Längsbewehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung	Bruchfestigkeit in kg/cm ²											Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung kg/cm ²	Eisen spannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung														
																																												von der Schwerachse		Ideelle Quer- schnittsfläche cm ²		Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung kg/cm ²	Eisen spannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung
																																												Entfernung der gespanntesten Betonfaser ε in cm	Entfernung der Eisenseiter ε' in cm	Eisenfläche	(n-1)fache Eisenfläche										
21	VI ₃	4./VI. 1909	20./VII. 1909	46		12	6 RE 12	1.25	8/100	0.695	zentrisch	Flächen	132	243	(127) 0.38	12.50	8.70	10	6.79	61.11	—	—	602	—	219	23493	3114	26610	6.64	45.3	221/217	2206/2174	—																								
22	VI ₄	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	124	229	(117) 1.98	13.10	9.47	"	"	3.487	31.38	"	633	208	"	3114 1804	26610	28410	6.64	45.3	218/194	2153/1967	—	Versuch mit abgenommenen Blechmantel. Betonzylinder reißt der Länge nach. Lichtbild																							
23	VI ₅	"	21./VII. 1909	47	"	"	"	"	6/50	0.722	"	"	137	252	(137) 2.95	14.42	10.10	"	"	3.487	31.38	"	633	196	"	3114 1804	26610	28410	6.64	45.3	207/185	2056/1864	—	"																							
24	VI ₆	5./VI. 1909	"	46	"	"	"	"	"	"	"	"	139.8	258	(137) 2.79	14.17	9.92	"	"	3.87	34.83	"	637	215	"	3114 2226	26610	28830	6.64	45.3	235/195	2304/1996	—	bloß unterer Mantel abgenommen. Lichtbild																							
4*)	VI ₇	12./V. 1909	22./VI. 1909	40		"	"	"	"	0.507	"	"	137	252	(137) 0.43	13.22	6.31	"	"	—	—	"	—	227	"	1470	24960	6.44	46.6	231/225	2295/2265	—	Am Kopf zerstört																								
3*)	VI ₈	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	142	260	(137) 0.72	14.18	6.78	"	"	2.74	24.7	"	627	218	"	1470 699	25660	—	—	221/215	2205/2155	—	"																								
119*)	VI _{7a}	4./XII. 1909	10./XII. 1910	68		"	"	"	"	"	"	"	157	290	(157) 1.11	12.5	5.97	8.5	50.92	—	—	592	—	265	"	1220	24710	6.46	46.5	274/256	2286/2214	322/65	Am Fuße zerstört																								
118*)	VI _{8a}	"	9./XII. 1910	67	"	"	"	"	"	"	"	"	152	280	(147) 1.45	14.48	6.88	"	"	2.74	20.6	"	612	256	"	1220 573	25290	—	—	265/247	2242/2114	—	"																								
149	VI _{7b}	15./XI. 1909	7./IV. 1910	143	"	"	"	"	6/50	0.722	"	"	192	354	(192) 0.68	12.96	6.2	8	47.53	—	—	588	—	325	"	2422	25915	6.62	45.3	331/319	2625/2575	379/64	"																								
150	VI _{8b}	"	8./IV. 1910	144	"	"	"	"	"	"	"	"	186.8	345	(182) 1.09	14.25	9.97	"	"	3.87	27.09	"	615.6	312	"	2422 1558	27470	—	—	318/306	2538/2454	—	bei 172 t Knistern																								
																		"	"	3.87	27.09	"	615.6	304	"	2422 1558	27470	—	—	312/292	2476/2356	—	"																								

*) Mit abnormaler Lage der Längseisen.

beträgt die Bruchbeanspruchung des Querschnittes im Mittel 255 kg/cm^2 , die Betonbeanspruchung im Mittel 230 kg/cm^2 , die Maximal-Kantenpressung im Mittel 252 kg/cm^2 . Die Säulen dieser Versuche haben gleiche Erhärtungsdauer und macht sich der Einfluß der Ganghöhe der Querbewehrung fühlbar (212 gegen 230 kg/cm^2 bei den Betonspannungen und 220 gegen 252 kg/cm^2 bei den Kantenpressungen).

Die Versuche Nr. 149 und 150 unterscheiden sich von jenen Nr. 23 und 24 nur durch das Alter; sie ergeben eine Bruchbeanspruchung des Säulenquerschnittes im Mittel von 350 kg/cm^2 und eine mittlere Betonbeanspruchung von 321 kg/cm^2 .

Die größten Kantenpressungen sind 329 kg/cm^2 , wobei die Abweichungen kaum nennenswert sind. Die Eisenbeanspruchungen erreichen die möglichen Grenzwerte. Die Würfelproben ergaben nach 64 Tagen 379 kg/cm^2 Festigkeit.

Die Versuche Nr. 3 und 4 einerseits und 118 und 119 andererseits unterscheiden sich durch das Alter, das bei den Säulen der ersteren Versuche 40, der letzteren 67 und 68 Tage beträgt und ist bei allen die Lage der Längsbewehrungseisen normal.

Bei den Versuchen Nr. 3 und 4 sind die Mittelwerte für die Bruchbelastung des Querschnittes 256 kg/cm^2 , für die Betonbeanspruchung 231 und für die Maxima der Kantenpressung 236 kg/cm^2 ; für die Versuche 119 und 118 sind die betreffenden Werte der Reihe nach 285, 261 und 272 kg/cm^2 .

Die Würfelproben zu Nr. 118 und 119 ergaben 322 kg/cm^2 nach 65 Tagen.

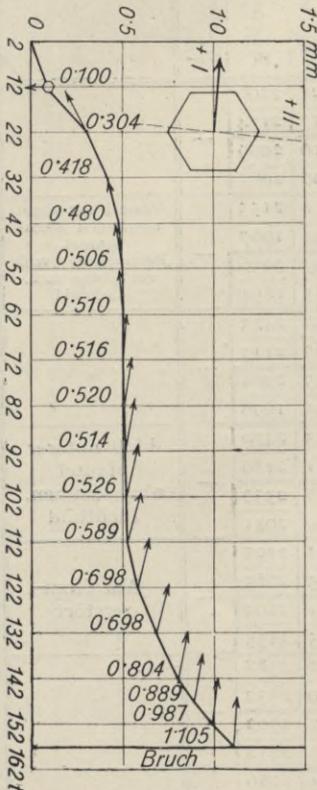


Abb. 160. Vers. 119, Säule VI_{7a}.

Hierher gehören die Lichtbilder für die Versuche Nr. 3, 4, 22 und 24 (Abb. 157 bis 160) sowie die Schaulinien der Durchbiegungen zu den Versuchen Nr. 3, 4, 118 und 119. Bei rechnermäßiger Berücksichtigung der Querbewehrung sind bei dieser Versuchsgruppe keine wesentlichen Einflüsse zu bemerken, da die Bewehrung verhältnismäßig nicht stark ist. Die Betonfestigkeiten ergeben sich um etwa 10 bis 15 kg/cm^2 kleiner. Die Mittelwerte der mittleren Betonbeanspruchung aus Versuch Nr. 21 und 22 sind 202 kg/cm^2 , aus Versuch Nr. 23 und 24, 217 kg (infolge der dichteren Anordnung der Querbewehrung). Die übrigen Unterschiede sind eine Folge der Erhärtungsdauer für 67 Tage 252 kg/cm^2 , für 144 Tage 308 kg/cm^2 . (Abb. 161 bis 163.)

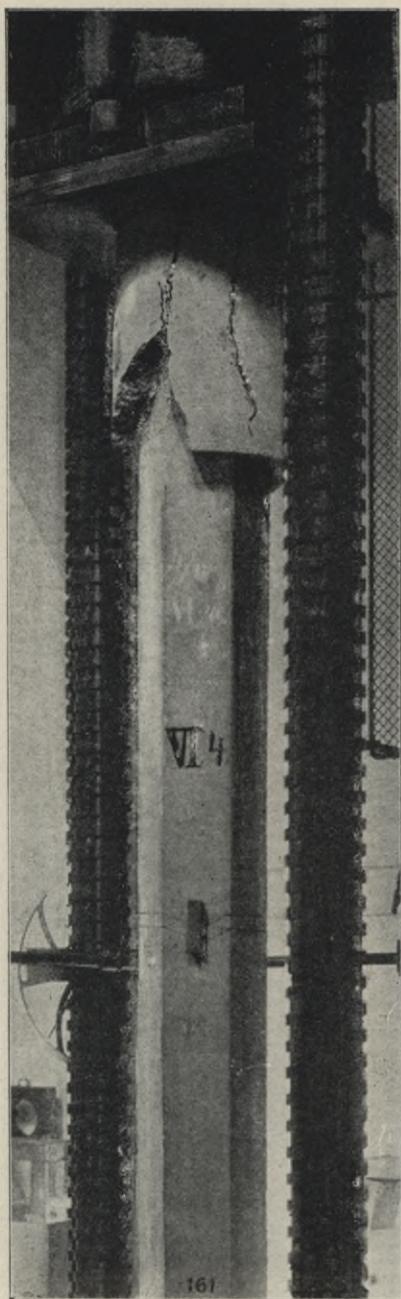


Abb. 161.

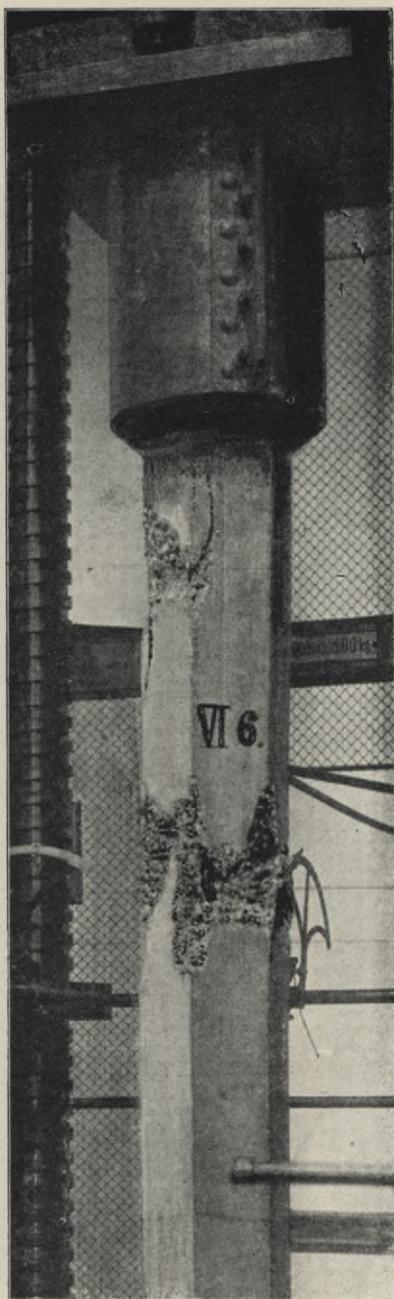


Abb. 162.

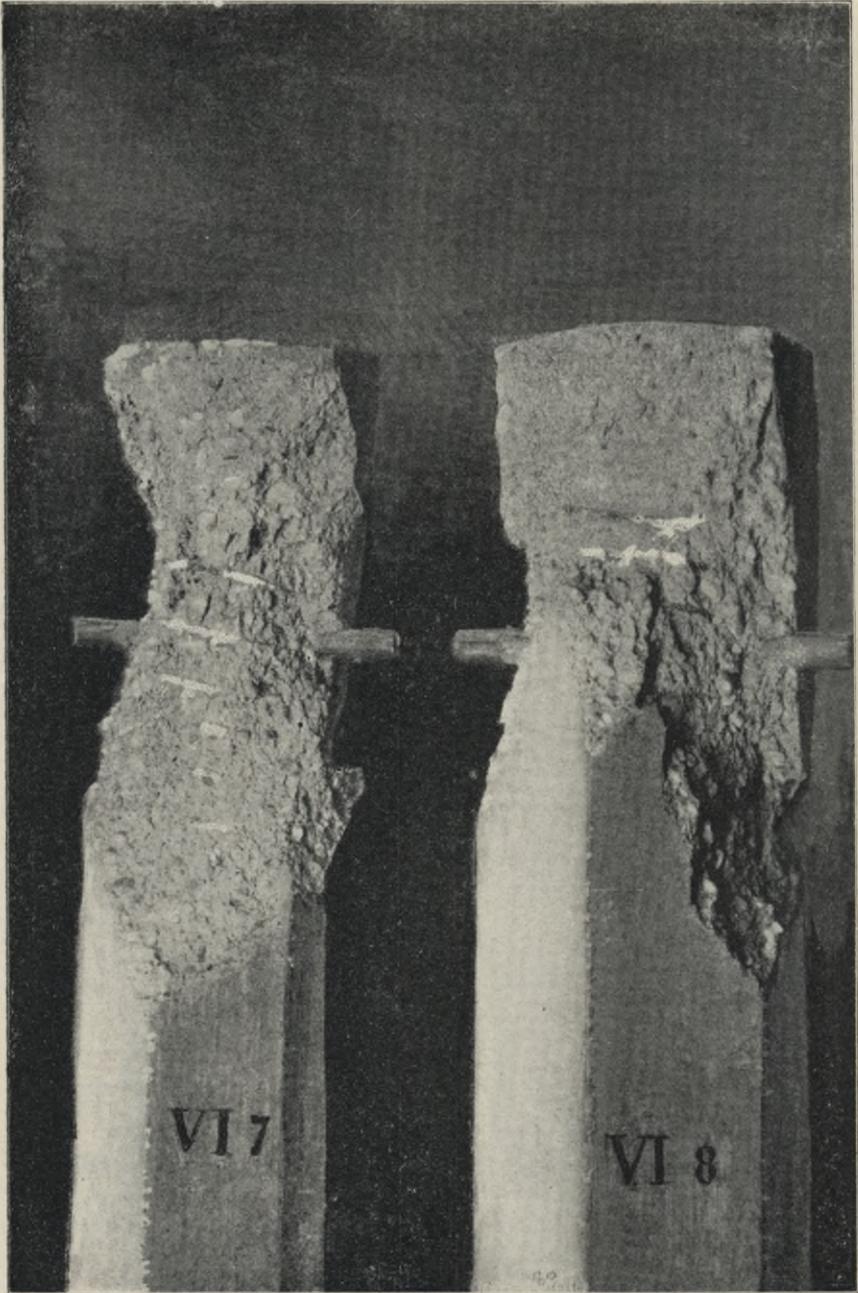


Abb. 163.

b) Gruppe VI b, Längsbewehrung 3·15 v. H. Tabelle Nr. 19.
 Hierher gehören die Abb. 164 bis 178 mit Darstellung der Ausbiegungen
 und Abb. 179 bis 185 mit Schaubildern der gebrochenen Balken.

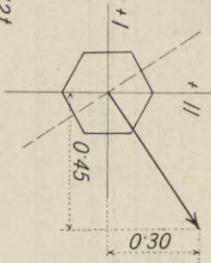
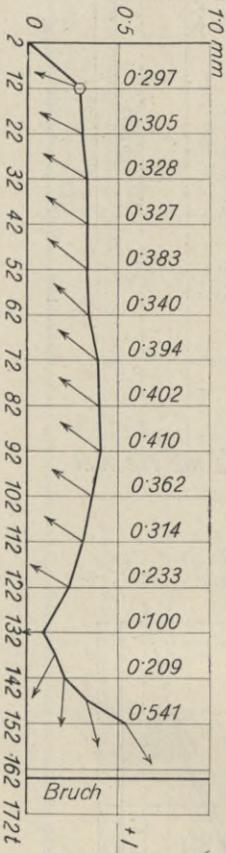


Abb. 164.
 Vers. 5, Säule VI₉.

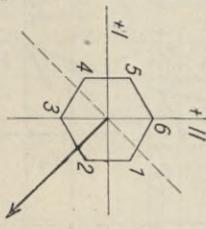
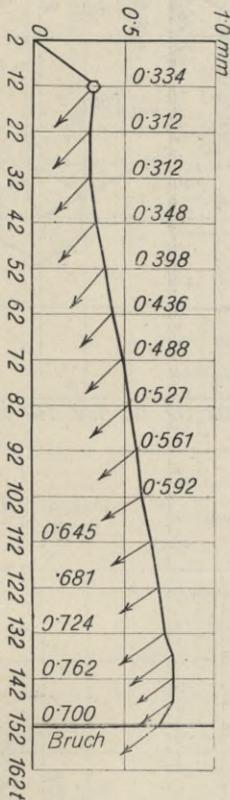


Abb. 165.
 Vers. 6, Säule VI₁₀.

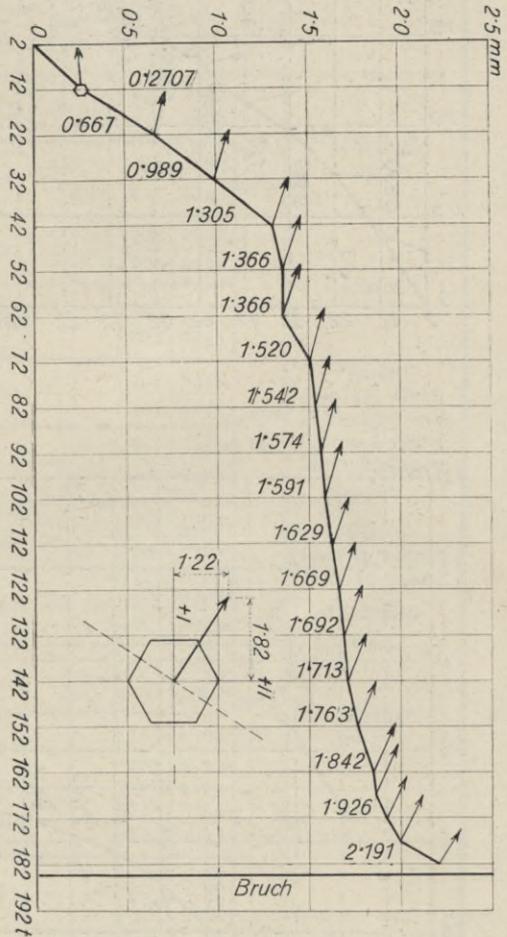


Abb. 166. Vers. 93, Säule VI_{9a}.

Die Versuche Nr. 5 und 6 (46 Tage Erhärtung der Säulen), geben im Mittel die Bruchbelastung des Querschnittes (ohne rechnermäßige Berücksichtigung der Querbewehrung) mit 290 kg/cm² gegenüber 256 kg/cm² der Versuche Nr. 3 und 4 (mit 1·25% Bewehrung). Die mittlere Betonbeanspruchung ist 228 kg/cm² gegen 231 der Versuche Nr. 3 und 4. Bei rechnermäßiger Berücksichtigung der Querbewehrung ergeben sich keine wesentlichen Differenzen.

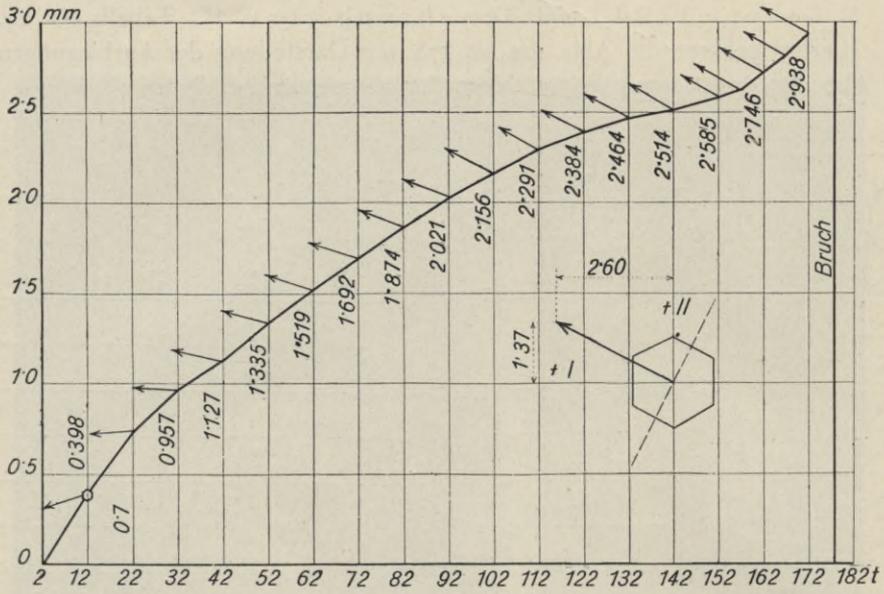


Abb. 167. Vers. 92, Säule VI.10a.

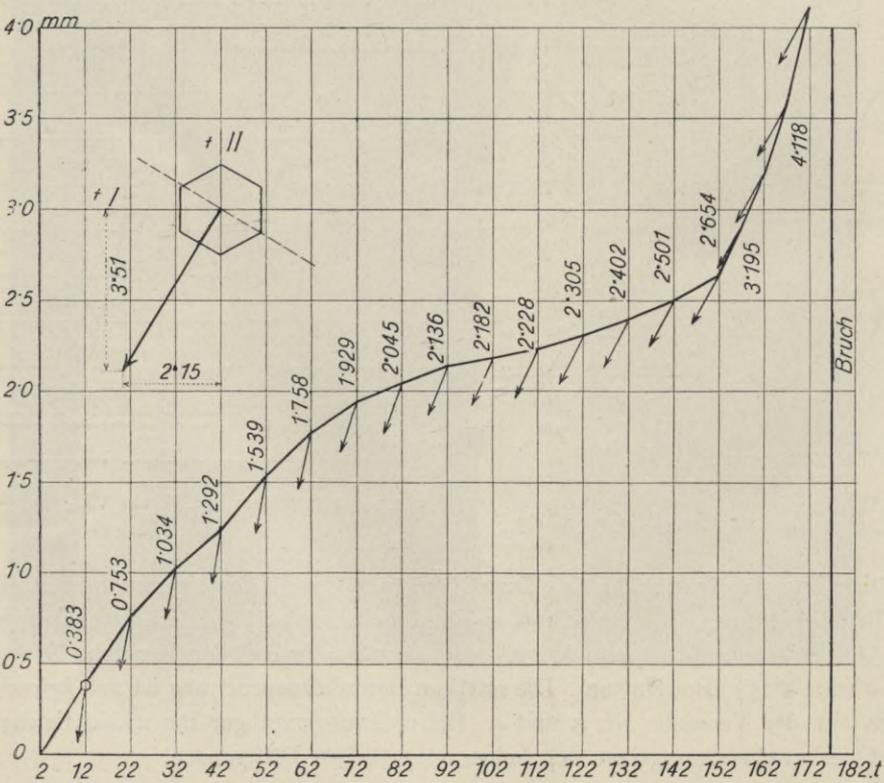


Abb. 168. Vers. 91, Säule VI.11a.

Die in der Zusammenstellung folgenden 6 Versuche Nr. 93 bis 106 weisen eine außerordentliche Übereinstimmung auf.

Es sind bei diesen 6 Versuchen (ohne rechnermäßige Berücksichtigung der Querbewehrung) die Mittelwerte für die Bruchlast pro cm^2 Querschnitt 333 kg/cm^2 , für die mittlere Betonbeanspruchung 270 kg/cm^2 , für die Maxima

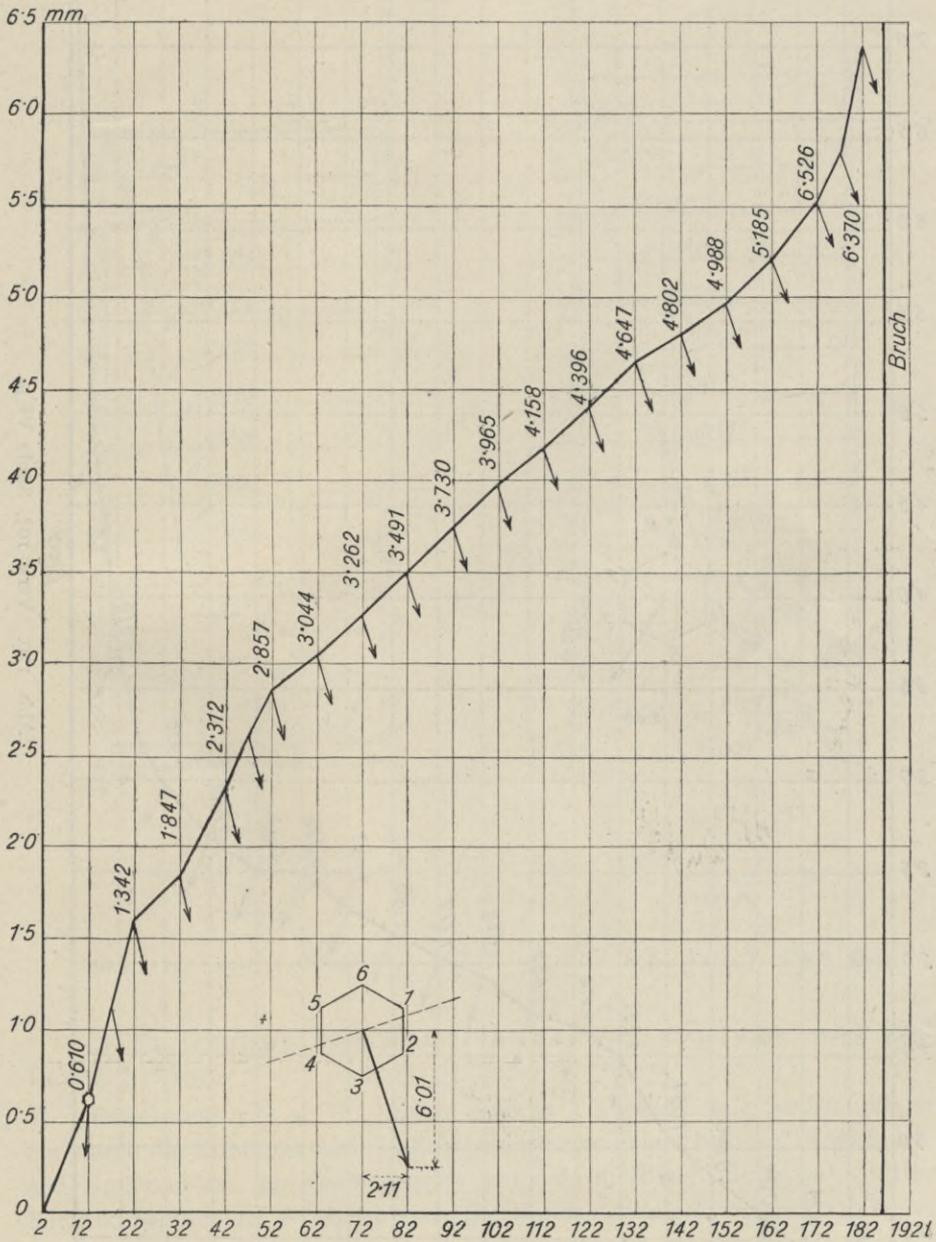
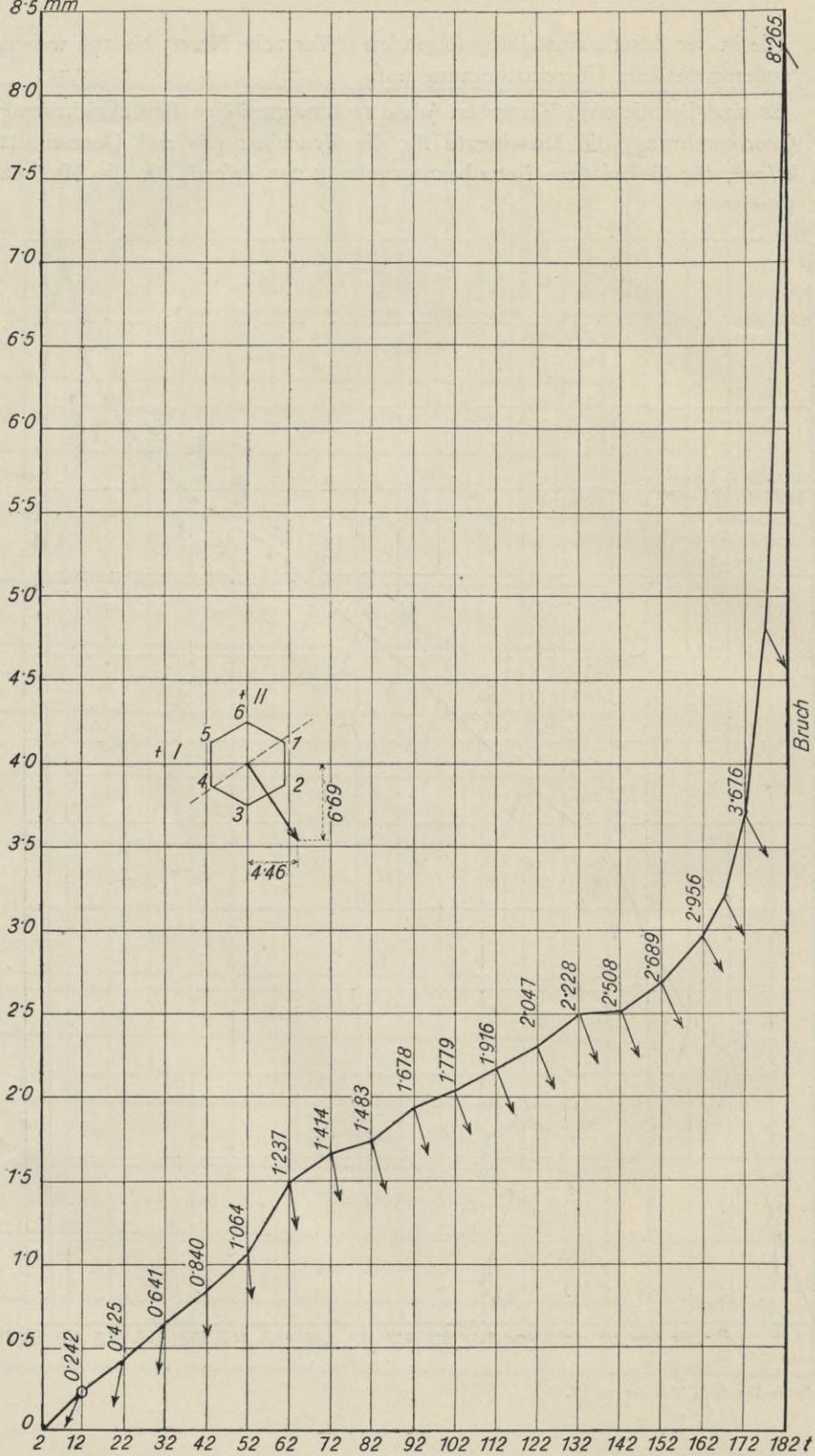


Abb. 169. Vers. 94, Säule VI_{12a}.

170

8.5 mm



Bruch

Abb. 170. Vers. 105. Säule VI_{1,3a}.

der Betonkantenpressung 306 kg/cm^2 , für die Maxima der Eisenspannung 2490 kg/cm^2 .

Aus diesen Versuchen ergibt sich, daß in einem Alter von im Mittel von 64 Tagen die Erhärtung des Betons so weit vorgeschritten ist, daß die Festigkeitsaufnahme der beiden Stoffe zu gleicher Zeit ihre Grenzwerte in Ansehung des Verbundkörpers erreicht.

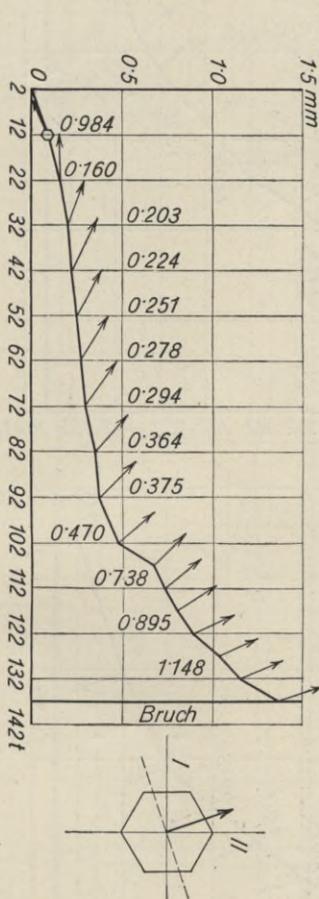


Abb. 171. Vers. 7, Säule VI₁₁.

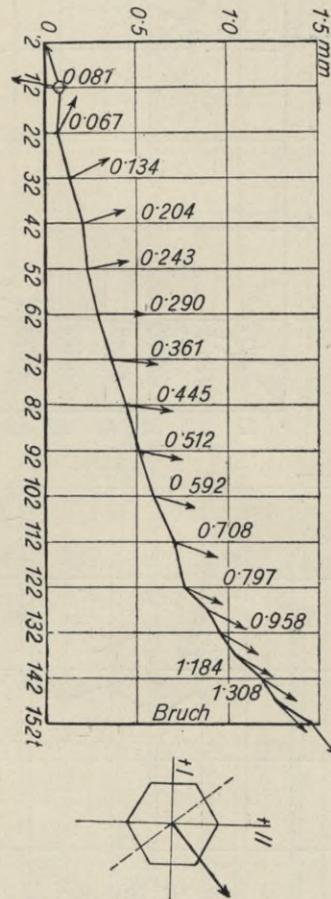


Abb. 172. Vers. 8, Säule VI₁₂.

c) zu Gruppe VI b, zentrische Spitzenlagerung (Siehe Tabelle Nr. 19).

Bewehrung 3·15 v. H. Hieher gehören 4 Versuche mit Säulen, die sich nur durch die Kopfform und die Erhärtungsdauer unterscheiden. Versuch Nr. 7 und 8: Bruchlast des Querschnittes pro cm^2 im Mittel 265 kg/cm^2 , mittlere Betonbeanspruchung 209 kg/cm^2 . Größte Randspannung Mittelwert 220 kg/cm^2 , 40 Tage Erhärtungsdauer.

Die Versuche Nr. 151 und 152 mit 59 bzw. 60 Tagen Erhärtungsdauer ergaben 300, 242 beziehungsweise 265 kg/cm^2 . Die Eisenspannungen liegen noch unterhalb der im Verbundkörper möglichen Grenze.

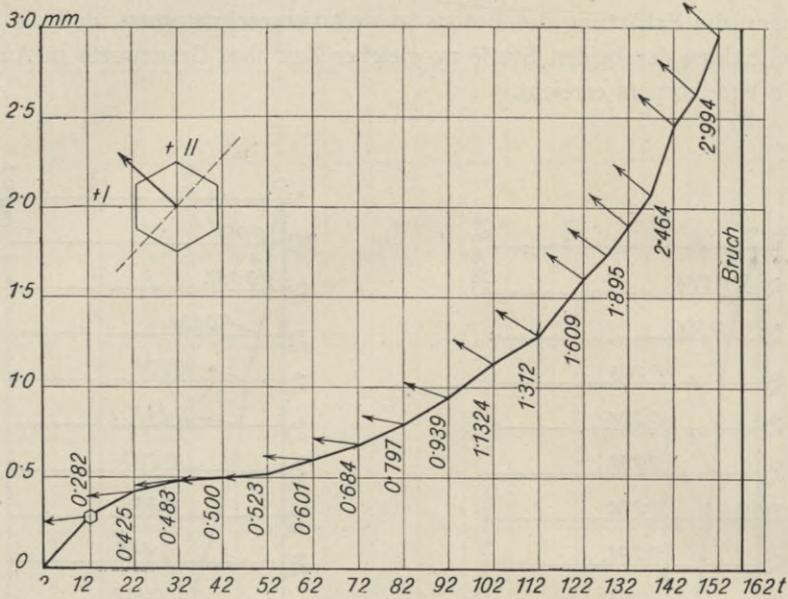


Abb. 174. Vers. 152, Säule VI_{12b}.

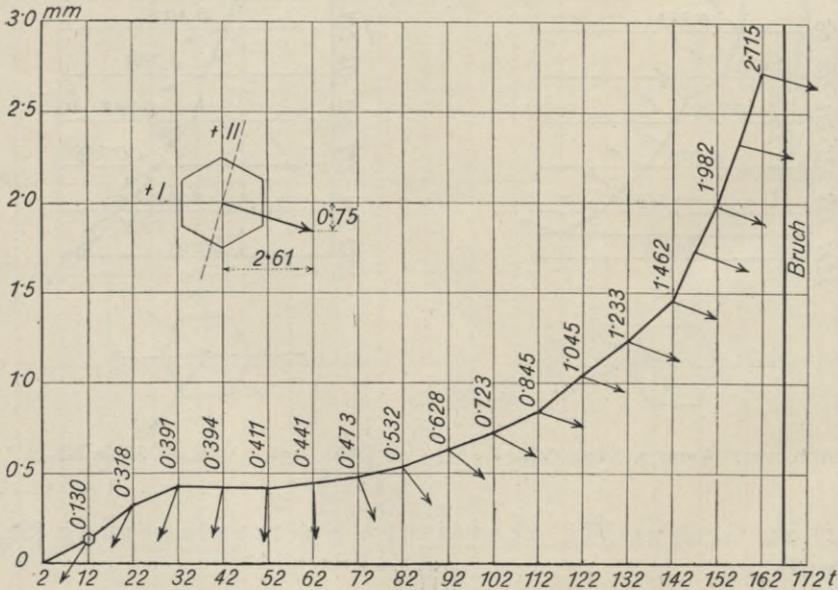


Abb. 173. Vers. 151, Säule VI_{11b}.

d) zu Gruppe VI_b, exzentrische Spitzenlagerung. (Siehe Tabelle Nr. 19).

Ziemlich gleichwertige Ergebnisse liegen von den Versuchen Nr. 9 und Nr. 10 vor. Die Exzentrizität war 5 cm, die Ergebnisse sind mit Rücksicht auf

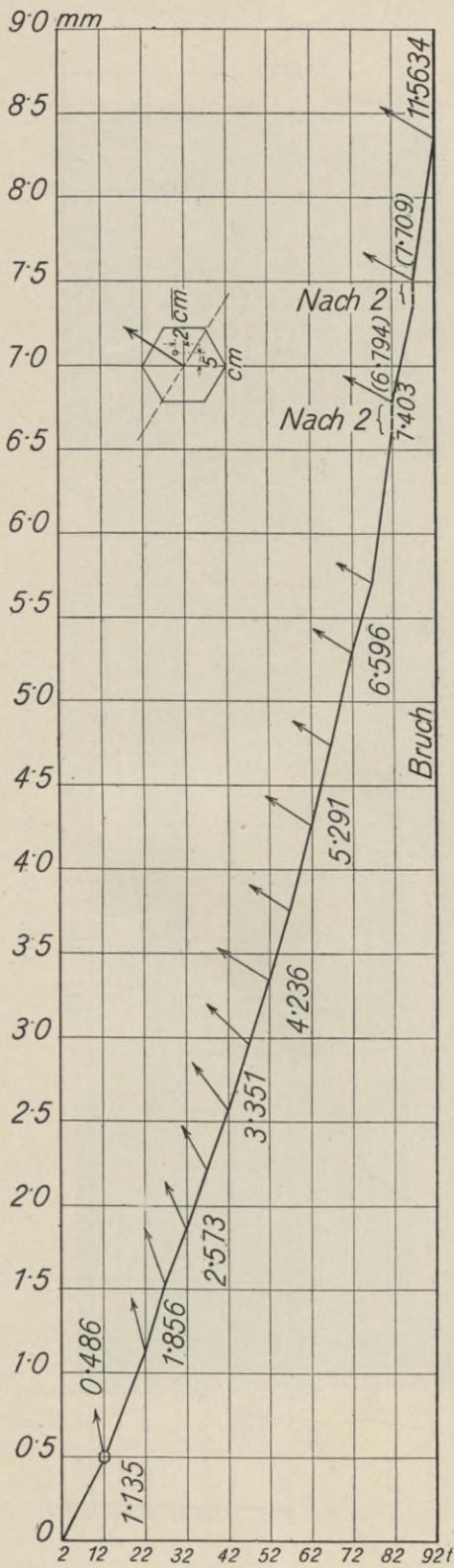


Abb. 175. Vers. 10, Säule VI₁₃.

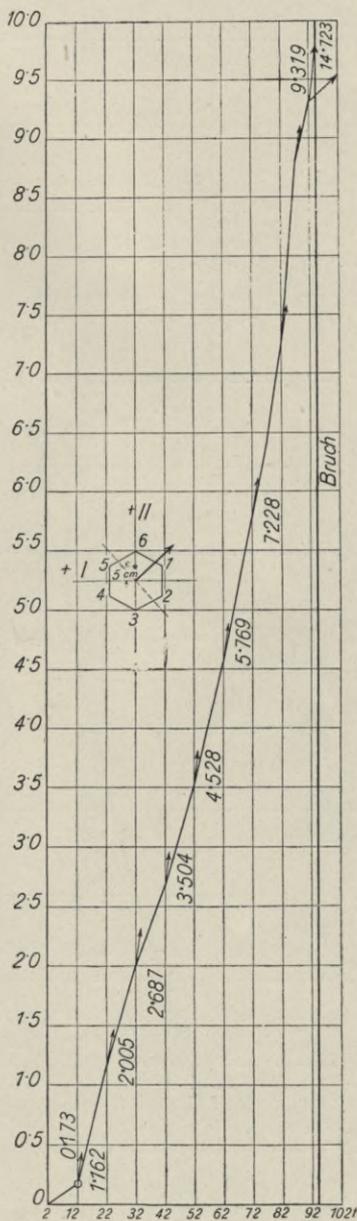


Abb. 176. Vers. 9, Säule VI₁₄.

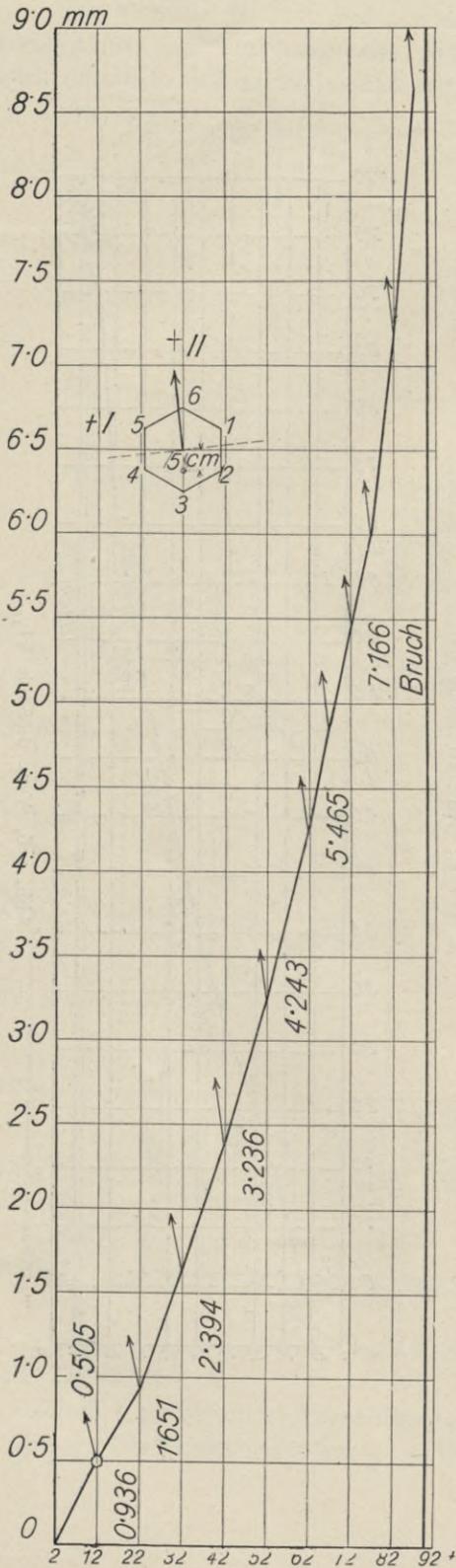


Abb. 177. Vers. 153, Säule VI_{13b}.

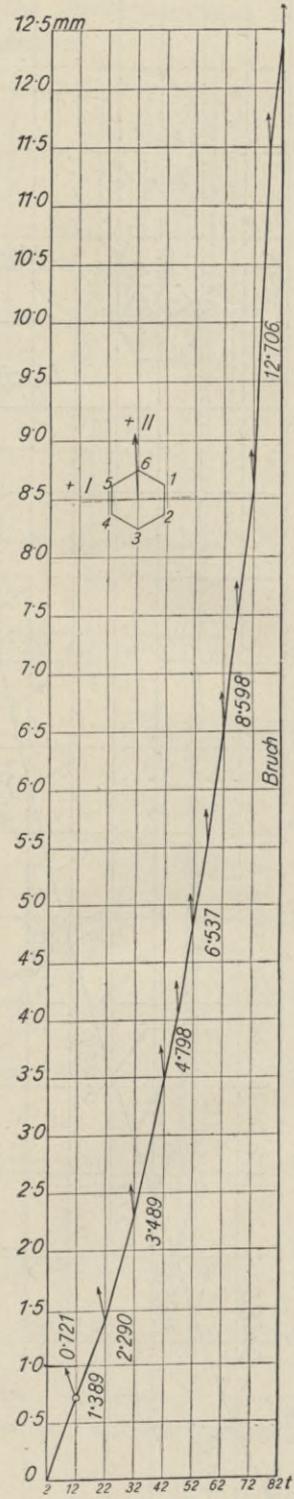


Abb. 178. Vers. 154, Säule VI_{14c}.

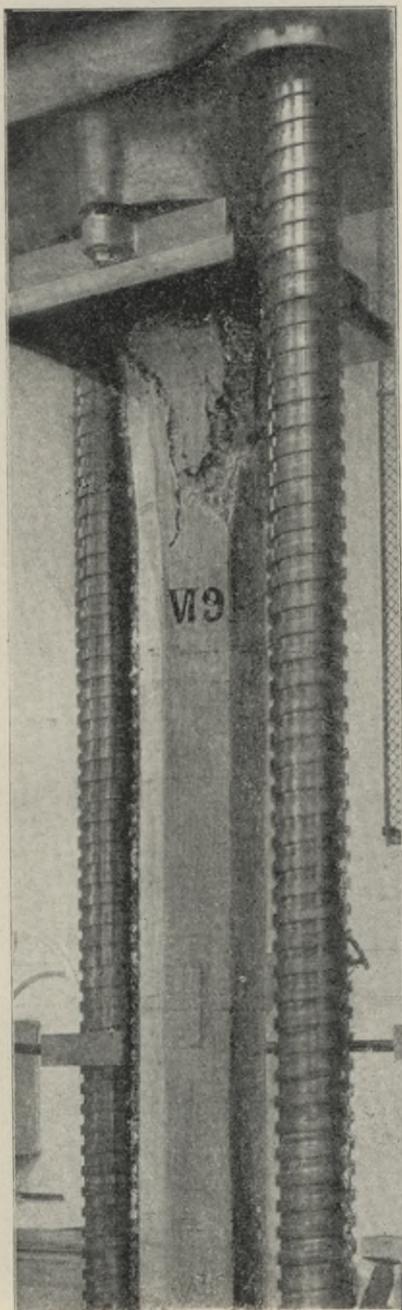


Abb. 179.

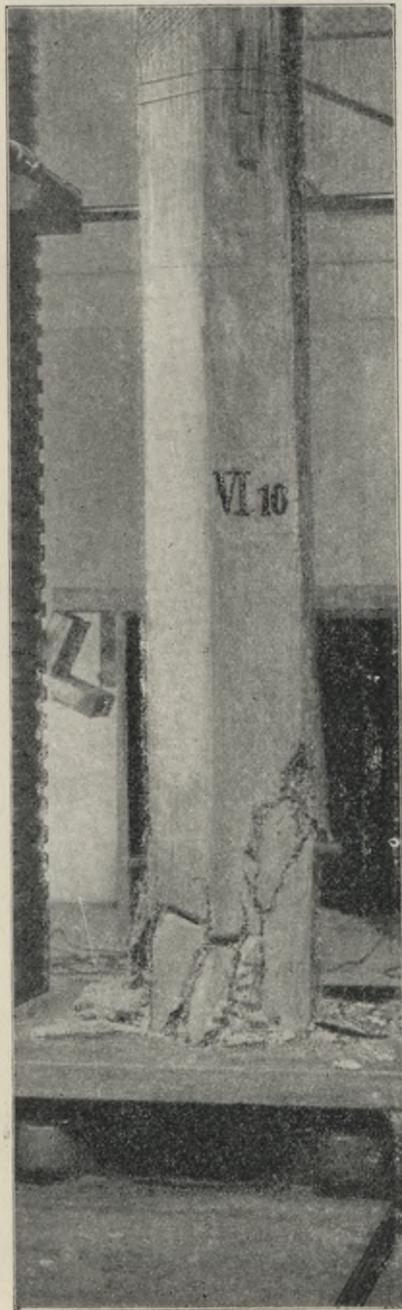


Abb. 180.



Abb. 181.

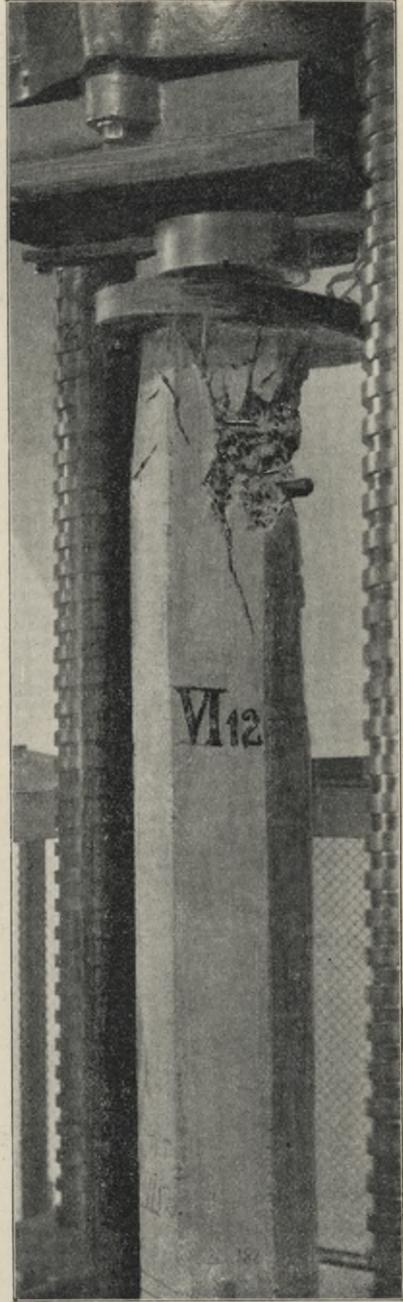


Abb. 182.

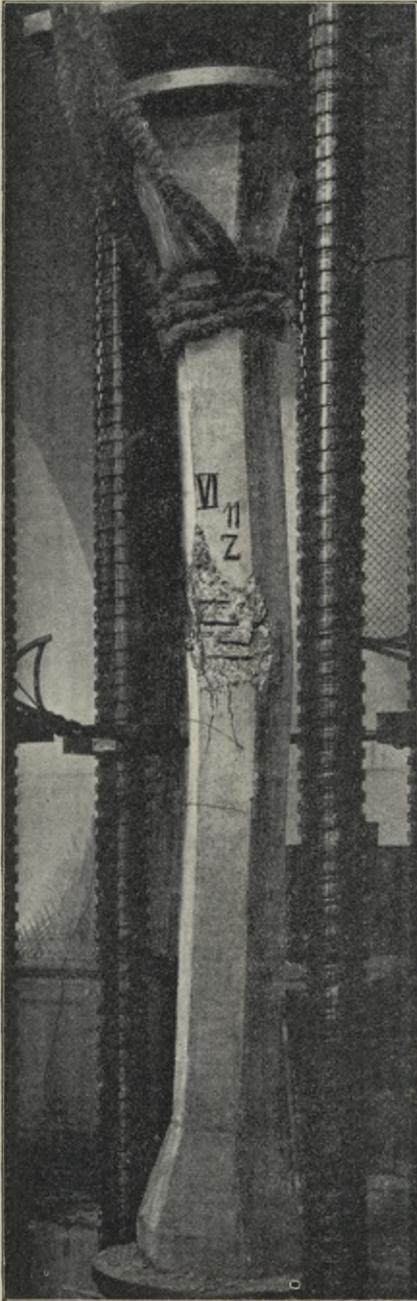


Abb. 183.

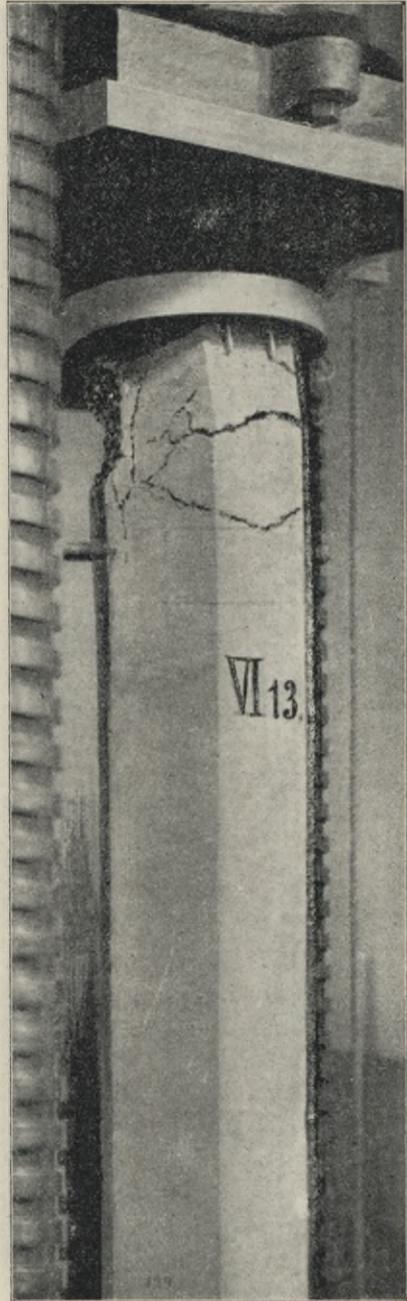


Abb. 184.



Abb. 185.
Versuch 10. Tab. 19.

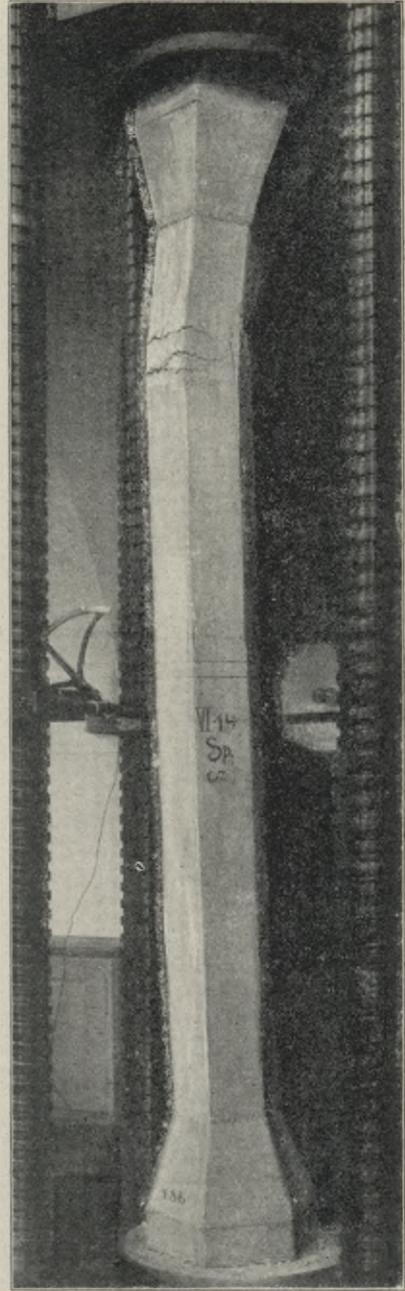


Abb. 186.
Versuch 154. Tab. 19.

die Resultate der Versuche Nr. 153 und 154 etwas schlechter, besonders mit Rücksicht auf das Alter, jedoch besser als jene der 4,50 m hohen Säulen Nr. 165 und 166, obwohl die Kantenpressungen bei den Versuchen Nr. 165 und 166 (im Mittel 367 kg/cm^2) gegenüber jenen bei den Versuchen Nr. 153 und 154 (im Mittel 377 kg/cm^2), sonach bei den jüngeren Säulen, besser zu nennen sind.

Gegenüber den bei zentrischer Spitzenlagerung durchgeführten Versuchen Nr. 7 und 8, bzw. Nr. 151 und 152 sind die Ergebnisse der Versuche Nr. 10 und 9 bzw. Nr. 153 und 154 als recht gut zu bezeichnen. Die Betrachtung der aufgenommenen Lichtbilder und der Schaulinien der Gruppen VI*b*, *c* und *d* möge obige Ausführungen ergänzen. Bei Versuch Nr. 5 entstand der Bruch am Kopfe, die Säule bei Versuch Nr. 6, welche mit dem Kopfe (durch die Handhabe gekennzeichnet) auf die Fußplatte gestellt worden war, brach am Fuße. Siehe Lichtbild Nr. 180. Die Veranlassung hiefür dürfte die Querdehnung des als Handhabe einbetonierten Rundeisens gewesen sein. Bei Versuch Nr. 92 entsteht ein schräges Abscheren im Säulenschaft; bei Versuch Nr. 91 treten Biegungserscheinungen am Schaft auf. Versuch Nr. 8 zeigt wieder Bruch am Kopfe (Ursache die Handhabe), der Versuch Nr. 151 Biegungserscheinungen, Versuch Nr. 10 und 9, Lichtbild Nr. 185 (exzentrische Belastung) Bruch am Säulende, der Versuch Nr. 154 (exzentrische Last) Ausbiegung und ausgeprägten Biegungsbruch.

Bei rechnungsmäßiger Berücksichtigung der Querbewehrung ergeben sich die Spannungen des Betons etwas geringer.

Gruppe VI.

Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte und spiralförmiger Querbewehrung, 3,0 m hoch, von der Unternehmung Ed. Ast & Co., Ing. in Wien, hergestellt.

Hierher gehören Tabellen Nr. 20 und 21, sowie die Abb. 187 bis 191, 200, 201 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 192 bis 199, 202 bis 204 mit den Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Diese Gruppe teilt sich in zwei Untergruppen von je 14 Versuchen; die Säulen der einen Untergruppe haben eine Längsbewehrung von 1,25 v. H., jene der zweiten eine solche von 3,15 v. H. Jede Untergruppe von 14 Säulen ist mit 7 verschiedenen Querbewehrungen versehen; diese wachsen in beiden Gruppen von 0,46 v. H. auf 3,41 v. H.

Ein Teil der Versuche Nr. 121 bis einschließlich 125 dieser Gruppe (mit schwächerer Längs- und Querbewehrung) wurde mit dem frischen „September-Zement“ hergestellt und ist dadurch die Vergleichsbasis für diese Versuche nicht einwandfrei. Diese Versuche wurden in der Zusammenstellung Tab. 22 ausgeschieden.

Aus der Gegenüberstellung der übrigen Versuche ergibt sich jedoch, daß der Einfluß der Größe der Längsbewehrung auch bei 3,41 v. H. Querbewehrung

erkennbar ist, obwohl sich derselbe bei den stärkeren Querbewehrungen nicht so stark geltend macht wie bei den Versuchen mit schwächerer Querbewehrung.

Das Ansteigen der Festigkeiten mit zunehmender Querbewehrung tritt besser hervor in der Zusammenstellung der Versuche mit 3·15 v. H. Längs-

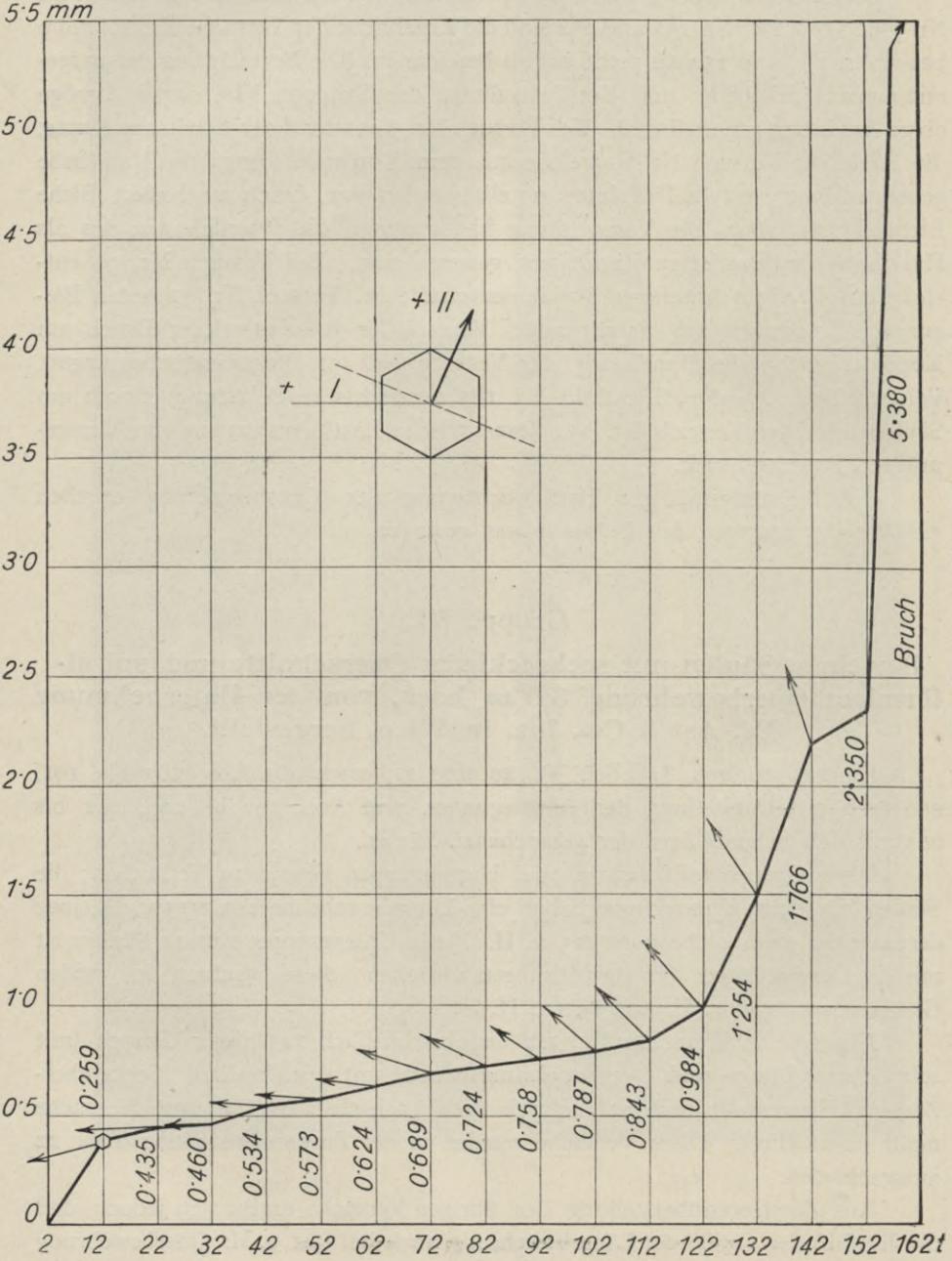


Abb. 187. Vers. 126, Säule VI₂₀.

Tabelle Nr. 20. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt,
3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 1'25 v. H. Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.
Von der Firma Ed. Ast & Comp. hergestellt.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule				Höhe kleinst. Abm. Verhältnis	Längs- Quer- Bewehrung				Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in mm	von der Schwerachse			Längsbewehrung cm ²	Quer- bewehrung cm ²		Ideelle Querschnittsfläche cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung kg/cm ²	Eisenspannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung															
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Durchmesser Ganghöhe mm	v. H.			der Säule in Tonnen	pro kg/cm ² Säulenquerschnitt		Entfernung der gespannten Betonfaser ϵ in cm	Entfernung der Eisensefaser ϵ' in cm	Beton- und einfache Eisenfläche in cm ²		Wert für n	Eisenfläche													(n-1) fache Eisenfläche	als ideale Längsbewehrung	(n-1) fache ideale Längsbewehrung	mit Längsbewehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung kg/cm ²	Eisenspannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung
121	VI ₁₅	28./X. 1909	21./II. 1910	116	12	6 RF 12	1'25	5 50	0.458	zentrisch	Flächen	137	252	(132) 2'49	12'64	8'84	54.1	8	6'79	47'53	—	—	588'5	—	233	23493	2422	25915	6'62	45'3	250 216	1957 1771	243 311 277 117	Abfallzeit. Arbeiter haben laut Baubuch ohne Aufsicht gearbeitet.													
122	VI ₁₆	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	142	260	(142) 2'34	12'73	8'91	"	"	"	"	"	"	241	"	2422	25915	6'62	45'3	257 225	2020 1836	"	"															
123	VI ₁₇	29./X. 1909	22./II. 1910	"	"	"	"	5 25	1'00	"	"	"	"	(132) 1'42	13'35	9'37	"	"	"	"	"	"	241	"	2422	25915	6'62	45'3	251 231	1986 1870	271 304 288 116	"															
124	VI ₁₈	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	(142) 1'73	14'42	10'10	"	"	"	"	"	"	241	"	2422	25915	6'62	45'3	255 227	2008 1852	"	Die Spiralbewehrung durch die Längsseisen gesprengt															
125	VI ₁₉	"	23./II. 1910	117	"	"	"	8 40	1'62	"	"	157	290	(157) 1'43	14'04	9'83	"	"	"	"	"	"	267	"	2422	25915	6'62	45'3	279 255	2204 2068	"	Lichtbild															
126	VI ₂₀	4./XI. 1909	28./II. 1910	116	"	"	"	"	"	"	"	160	295	(152) 5'38	12'82	8'99	"	"	"	"	"	"	272	"	2422	25915	6'62	45'3	305 239	2415 1937	334 49	bei 132 t leises Knistern, bei 152 t Abblättern. Lichtbild															
127	VI ₂₁	"	"	"	"	"	"	7 30	1'65	"	"	176'5	325	(172) 6'56	14'25	9'97	"	"	"	"	"	"	300	"	2422	25915	6'62	45'3	363 237	2758 2082	"	bei 152 t Knistern, Druckerscheinung. Lichtbild															
																			"	"	"	"	271	"	2422 3763	29680	—	—	311 261	2313 2263																	

Tabelle Nr. 20. Fortsetzung.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule				Höhe Verhältnis kleinst. Abm.	Längs- Bewehrung				Belastungsart Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in mm	von der Schwerachse		Beton- und einfache Eisenfläche in cm^2 Wert für n	Längsbe- wehrung cm^2		Quer- bewehrung cm^2		Ideelle Quer- schnittsfläche cm^2	Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ - fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträg- heitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $= r$	Betonspannung kg/cm^2	Eisen spannung kg/cm^2	Würfel festigkeit kg/cm^2 Tage	Anmerkung										
	Bezeichnung	Tag der Her- stellung	Tag der Probe	Alter in Tagen		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Durchmesser Ganghöhe mm	v. H.		der Säule in Tonnen	pro kg/cm^2 Säu- lenquerschnitt		Entfernung der ge- spanntesten Beton- faser ϵ in cm	Entfernung der Ei- senfaser ϵ' in cm		Eisenfläche	$(n-1)$ fache Eisenfläche	als ideelle Längs- bewehrung	$(n-1)$ fache ideelle Längsbewehrung												mit Längsbe- wehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung	Trägheitsmoment der $(n-1)$ - fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträg- heitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $= r$	Betonspannung kg/cm^2	Eisen spannung kg/cm^2	Würfel festigkeit kg/cm^2 Tage	Anmerkung
128	VI ₂₂	4./XI. 1909	1./III. 1910	117	12	6 RE 12	1·25	7 30	1·65	zentrisch Flächen	157	290	(152) 3·63	14·34	10·04	541	8	6·79	47·53	—	—	588·5	—	267	23493	2422	25915	6·62	45·3	292 230	2264 1902	334 49	Zerstörung der Schale bei 157 t über die ganze Säule, schiefes Abschieben								
129	VI ₂₃	"	"	"	"	"	"	10 40	2·55	"	"	207	381	(197) 3·25	14·35	10·05	"	7	"	40·74	—	—	582	—	356	"	2422	25915	6·62	45·3	392 320	2671 2313	"	Beton quillt zwischen den Spiralen hervor, heftiger Schlag, bei 182 t Knistern							
130	VI ₂₄	5./XI. 1909	2./III. 1910	"	"	"	"	"	"	"	"	217	399	(202) 6·23	12·83	9·00	"	"	"	"	—	—	"	—	372	"	2422	25915	6·62	45·3	439 307	2936 2286	390 372 381 109	bei 157 t leichtes Knistern, bei 192 t Knistern							
131	VI ₂₅	"	"	"	"	"	"	9 30	2·75	"	"	200·8	370	(197) 5·60	13·29	9·30	"	"	"	"	—	—	"	—	345	"	2422	25915	6·62	45·3	402 286	2695 2121	"	bei 102 t Knistern, bei 182 t Ab- lösen der Schale. Lichtbild							
132	VI ₂₆	17./XI. 1909	14./III. 1910	"	"	"	"	"	"	"	"	212	391	(212) 12·14	14·28	10·00	"	"	"	"	—	—	"	—	364	"	2422	25915	6·62	45·3	501 221	3217 1837	318 324	bei 197 t Knistern, bei 202 t Ab- lösen der Schale, schiefes Ab- schieben							
133	VI ₂₇	"	"	"	"	"	"	10 30	3·41	"	"	232	428	(222) 17·30	14·18	9·92	"	"	"	"	—	—	"	—	399	"	2422	25915	6·62	—	616 180	3856 1716	"	bei 187 t Knistern, bei 192 t Ablösen der Schale							
134	VI ₂₈	"	15./III. 1910	118	"	"	"	"	"	"	"	224·8	415	(207) 11·72	12·95	9·24	"	"	"	"	—	—	"	—	387	"	2422	25915	6·62	—	535 239	3397 2021	"	bei 187 t Knistern und Abblättern, keine Spirale gerissen, ausge- knickt							
																					18·53	111·2	"	693	325	"	2422	25915	6·62	—	408 242	3083 1467	"								

bewehrung, jedoch ist das Ansteigen unterbrochen durch den gleichzeitigen Einfluß der Ganghöhen und auch noch durch jenen des Zwischenraumes zwischen den Spiralwindungen. Die mittleren Betonspannungen steigen bei den Versuchen Nr. 125 bis 134 (133) bei Berücksichtigung der Querbewehrungen von 267 kg/cm^2 auf 399 kg/cm^2 , bei den Versuchen Nr. 135 (136) bis 148 (147) von 287 kg/cm^2 auf 400 kg/cm^2 .

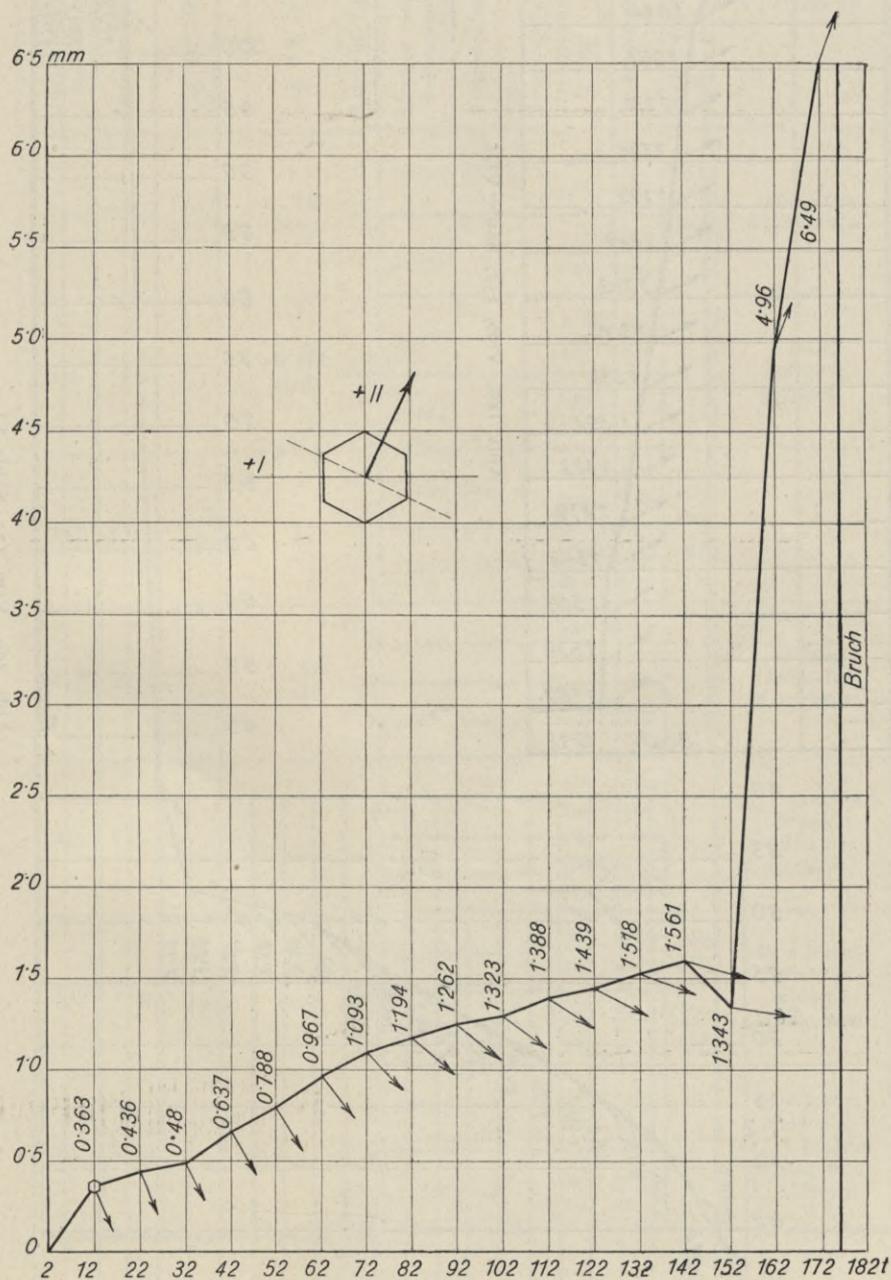


Abb. 188. Vers. 127, Säule VL₂₁.

184
0
0.5
1.0
1.5
2.0 mm

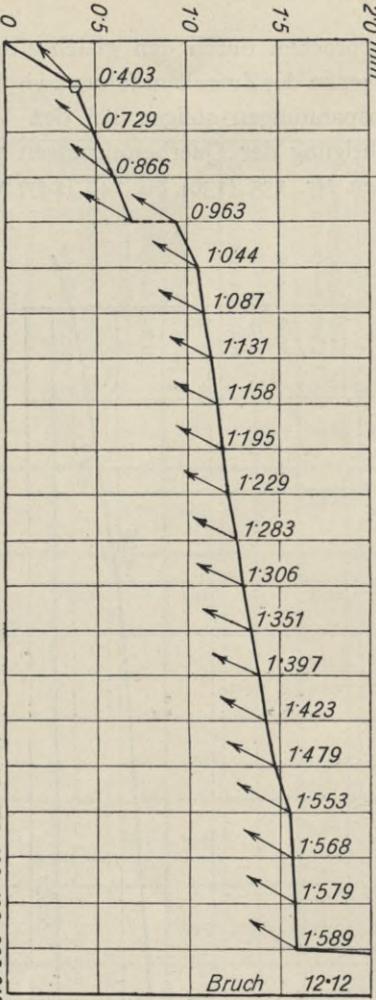


Abb. 189, Vers. 132, Säule VI₂₆.

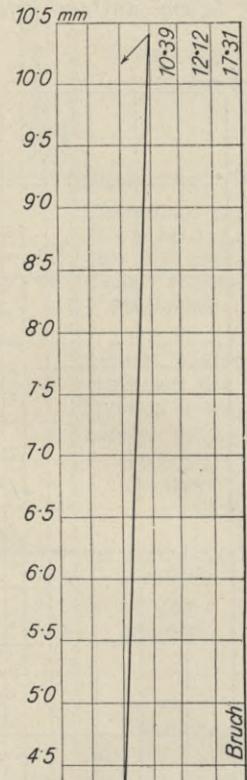
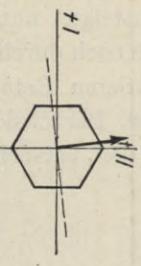


Abb. 190, Vers. 133, Säule VI₂₇.

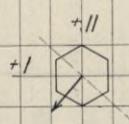
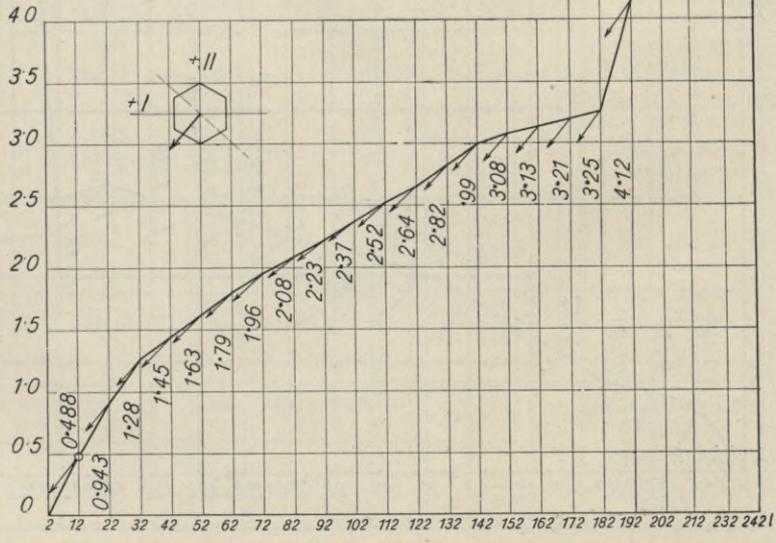


Tabelle Nr. 21. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt,
 3'00 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 3'15 v. H. Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.
 Von der Firma Ed. Ast u. Comp. hergestellt.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule				Höhe kleinst. Abm.	Längs- Quer- Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in mm	von der Schwerachse			Beton- und einfache Eisenfläche in cm ²	Wert für n	Längsbe- wehrung cm ²		Quer- bewehrung cm ²		Ideelle Quer- schnittsfläche cm ²		Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = $\frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm ²	Eisenspannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung																																																		
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Durchmesser Ganghöhe mm			v. H.	der Säule in Tonnen		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der gespanntesten Betonfaser e in cm	Entfernung der Eisensefaser e' in cm			Eisenfläche	(n-1)fache Eisenfläche	als ideale Längsbewehrung	(n-1)fache ideale Längsbewehrung	mit Längsbewehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung											Eisenfläche	(n-1)fache Eisenfläche	als ideale Längsbewehrung	(n-1)fache ideale Längsbewehrung	mit Längsbewehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = $\frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm ²	Eisenspannung kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung																																		
																																																			v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.	
																																																			v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.		v. H.	
135	VI ₂₉	18./XI. 1909	15./III. 1910	117	12	6 RE 19	3'15	5/50	0'458	zentrisch	Flächen	195	360	(192) 2'45	13'86	9'36	541	8	17'02	119'14	—	—	660	—	295	23493	5600	29100	6'62	45'3	318 272	2483 2237	385 338 362 118	schiefes Abschieben																																																		
136	VI ₃₀	"	16./III. 1910	118	"	"	"	"	"	"	"	187	345	(187) 2'69	14'37	9'91	"	"	"	"	—	—	"	—	283	"	5600	29100	—	—	308 258	2402 2126	"	Druck, Spiralen gerissen																																																		
137	VI ₃₁	19./XI. 1909	"	117	"	"	"	5/25	1'00	"	"	192	354	(192) 1'74	14'29	9'66	"	"	"	"	—	—	"	—	291	"	5600	29100	—	—	207 275	2417 2236	313 365 362	"																																																		
138	VI ₃₂	"	17./III. 1910	118	"	"	"	"	"	"	"	202	373	(197) 1'61	14'27	9'64	"	"	"	"	—	—	"	—	306	"	5600	29100	—	—	322 290	2534 2362	"	schiefes Abschieben. Lichtbild																																																		
139	VI ₃₃	"	"	"	"	"	"	8/40	1'62	"	"	177	326	(177) 8'14	14'19	9'58	"	"	"	"	—	—	"	—	268	"	5600	29100	—	—	338 198	2524 1764	"	167 t Knistern, Druck, reißen der Spiralen																																																		
140	VI ₃₄	22./XI. 1909	18./III. 1910	116	"	"	"	"	"	"	"	191'7	354	(187) 7'67	13'97	9'44	"	"	"	"	—	—	"	—	290	"	5600	29100	—	—	362 220	2712 1944	340 319 372	87 t leises Knistern, schiefes Abschieben																																																		
141	VI ₃₅	"	"	"	"	"	"	7/30	1'65	"	"	197	364	(192) 3'03	12'62	8'53	"	"	"	"	—	—	"	—	298	"	5600	29100	—	—	324 274	2531 2253	"	77 t leises Knistern, 122 t leichter Schlag und Abblättern																																																		

Die Ausbiegungen schwanken recht bedeutend. Bei Versuch Nr. 133 ist die Ausbiegung 17.3 mm ; die Kantenspannungen erreichten 500 kg/cm^2 . Die Eisenbeanspruchungen kommen alle an die Grenze der Druckaufnahmefähigkeit im Verbundkörper, überschreiten sie sogar zum Teil.

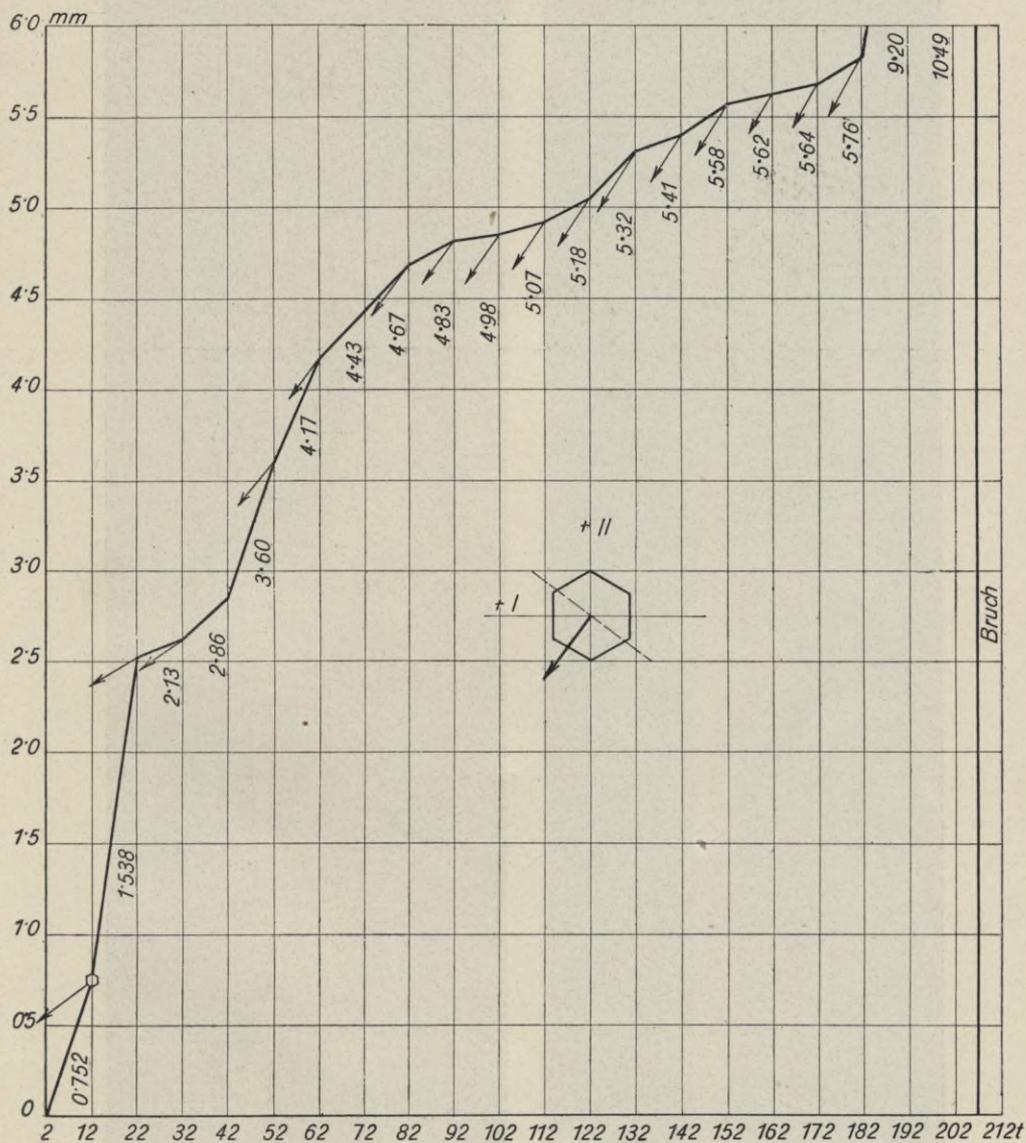


Abb. 191. Vers. 134, Säule VI₂₈.

Durch das Abschieben der Schale, welches bei einer gewissen Laststufe eintritt, wird eigentlich ein ganz neuer Körper geschaffen, weshalb von dieser Laststufe an die angewendete Berechnung nicht mehr richtig sein kann; es geben deshalb die berechneten Werte beider Zeilen für diese Laststufe lediglich „V e r-

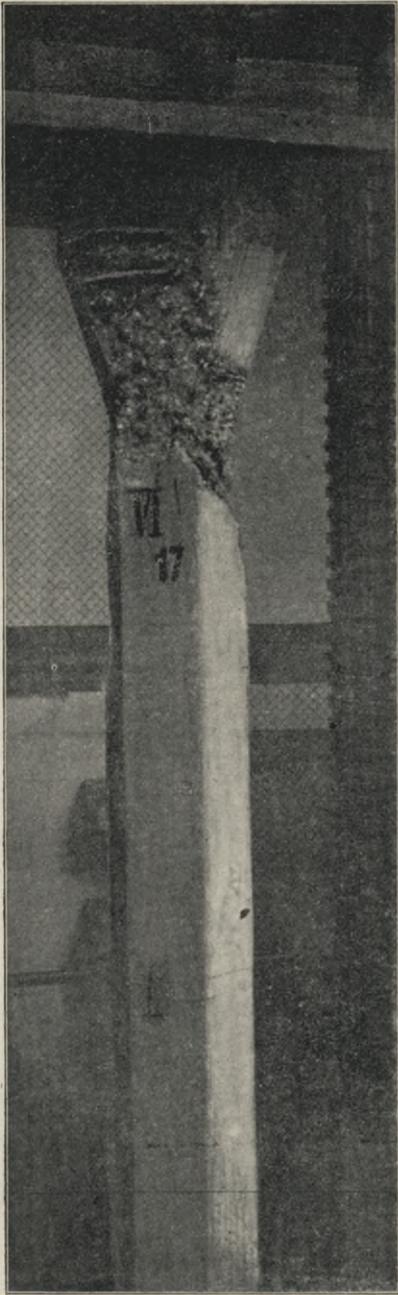


Abb. 192. Vers. 123, Tabelle 20.

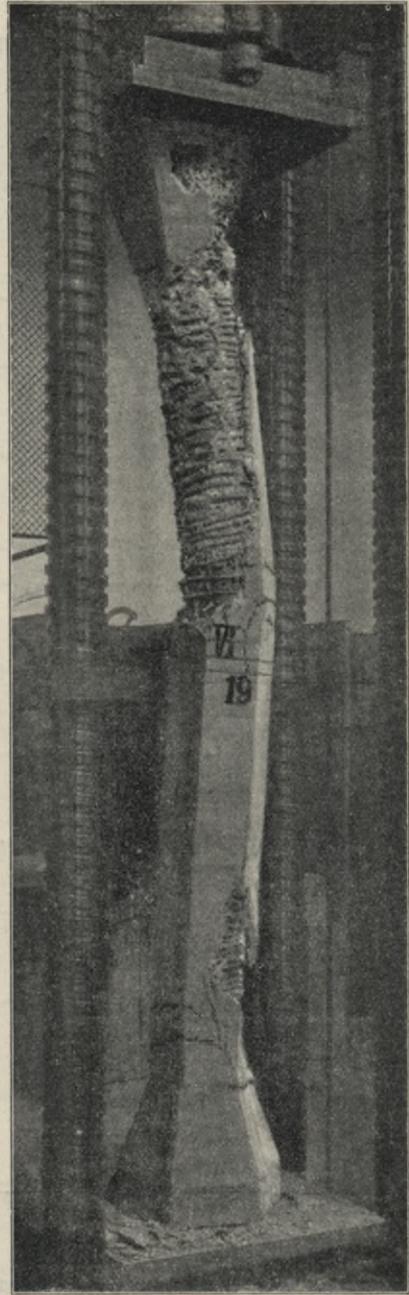


Abb. 193. Vers. 125, Tabelle 20.

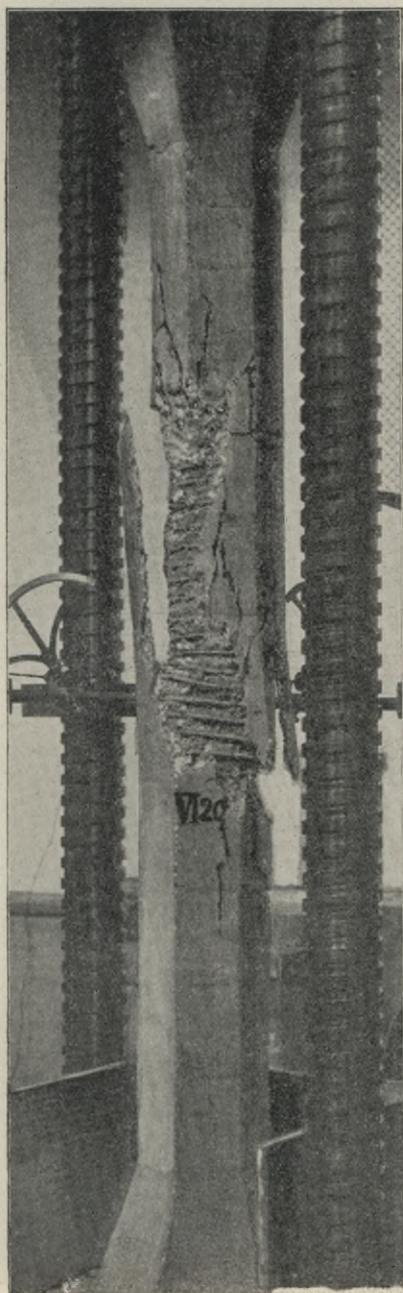


Abb. 194

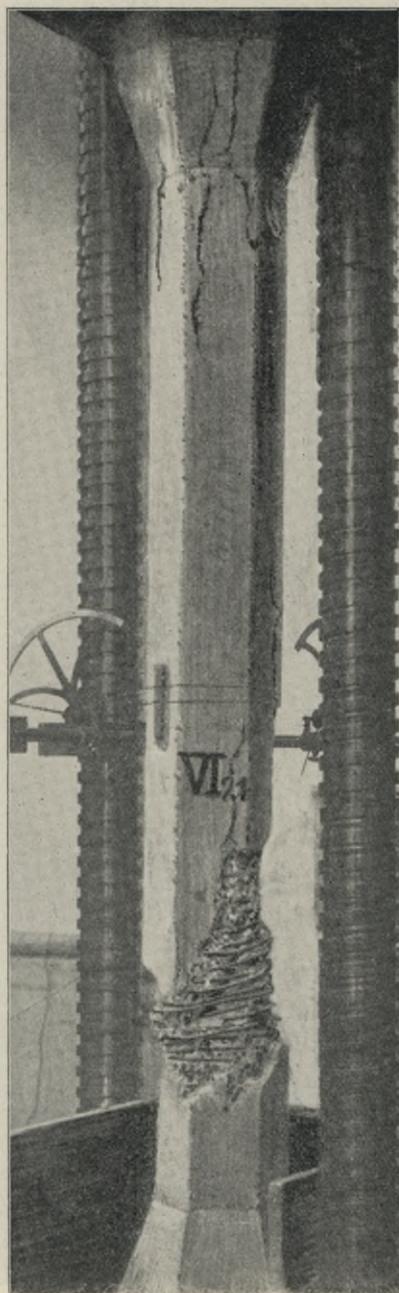


Abb. 195.



Abb. 196.

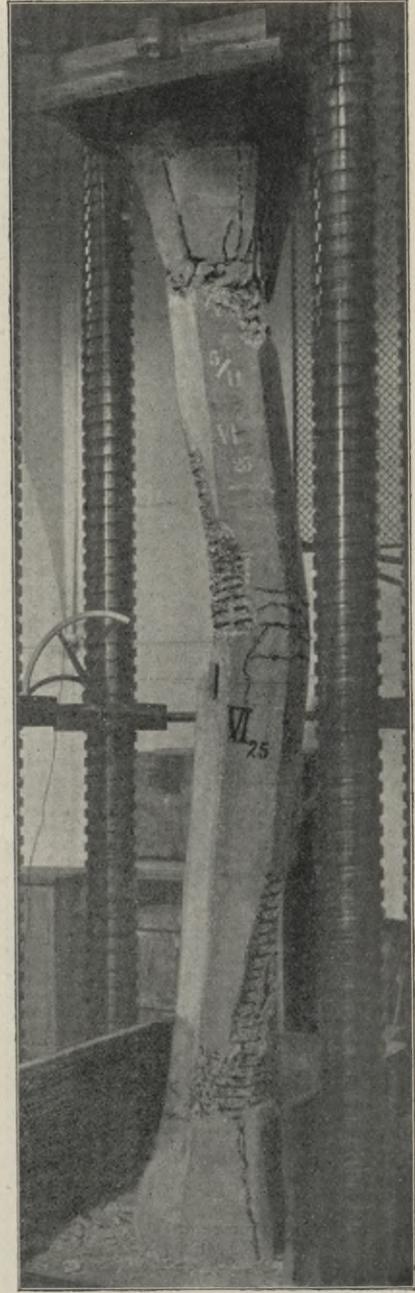


Abb. 197.

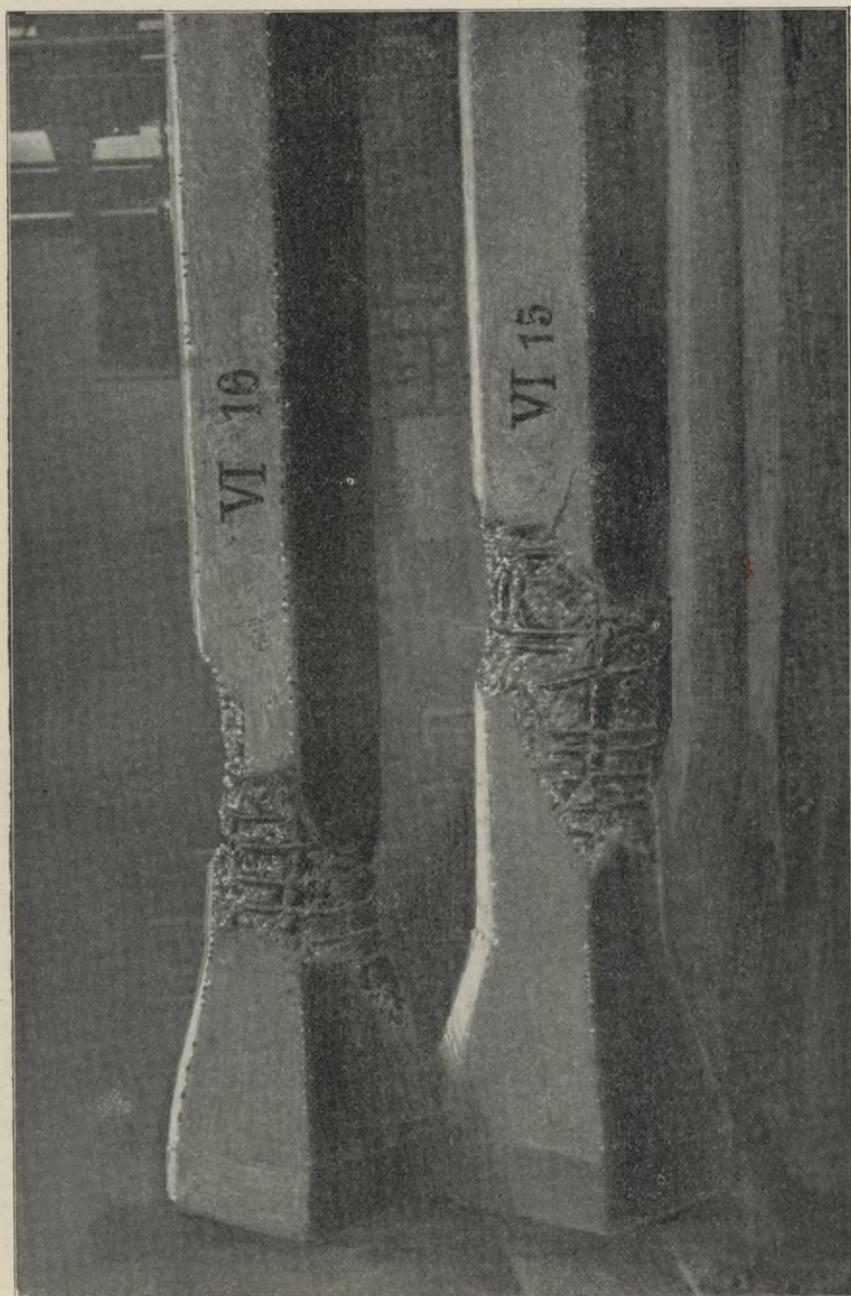


Abb. 199.

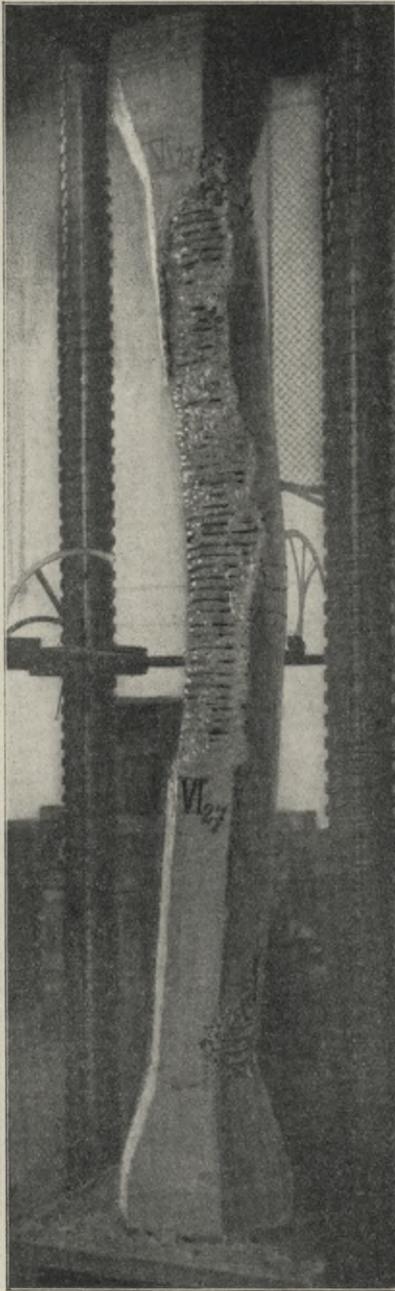


Abb. 198.

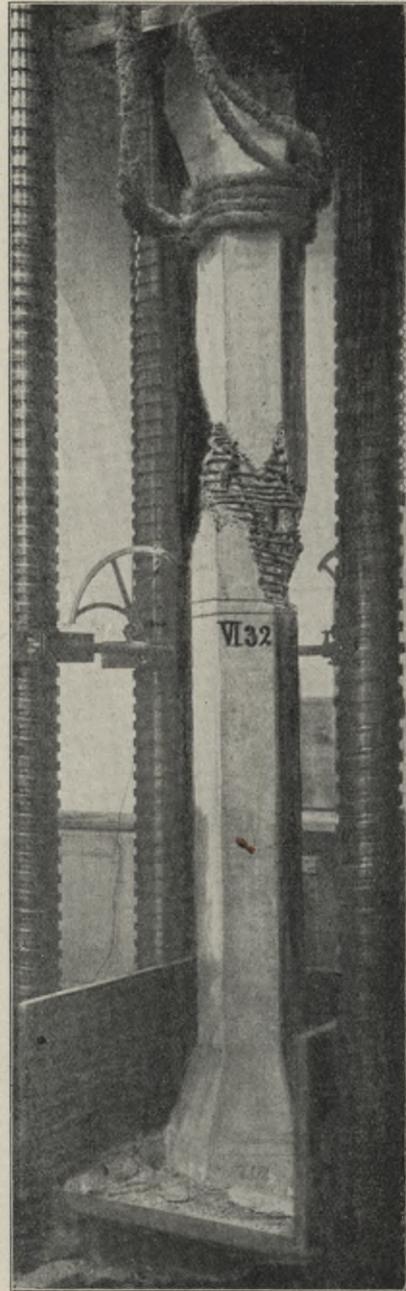
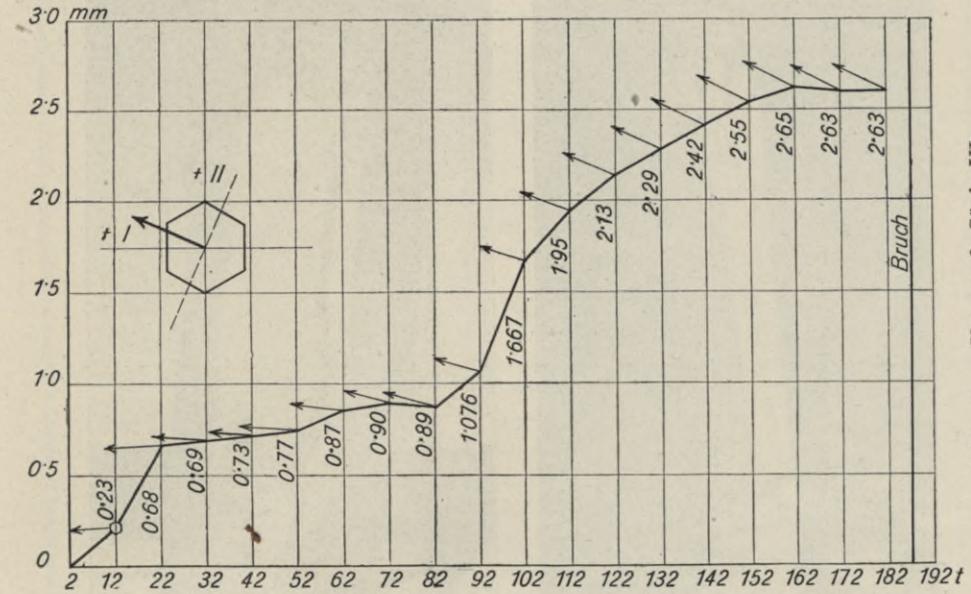
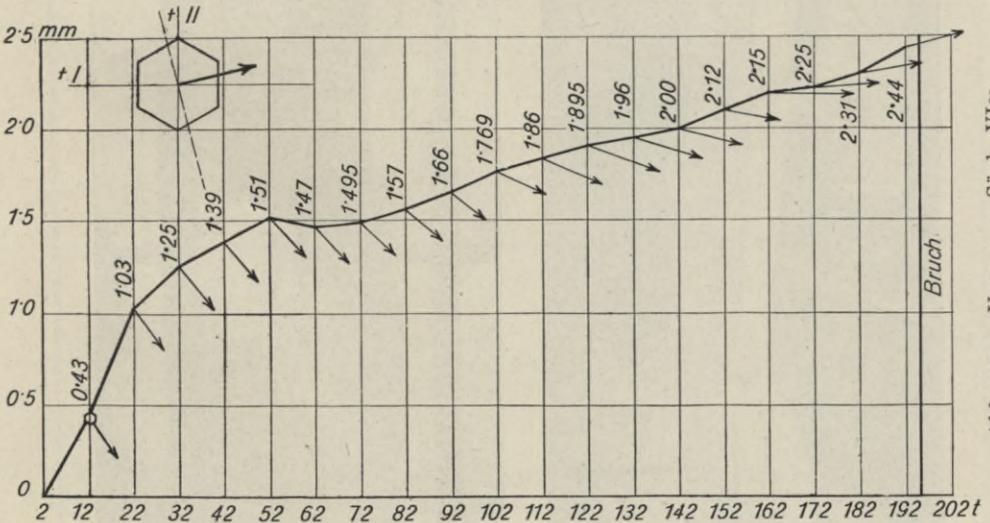


Abb. 202.

gleichswerte“ unter der Voraussetzung, der Körper sei vollständig unverletzt geblieben. Diese Voraussetzung wird bekanntlich bei allen derartigen Rechnungen gemacht, auch bei den früher vorgeführten, wo alle Ergebnisse auf

Abb. 201. Vers. 136, Säule VI₃₀.Abb. 200. Vers. 135, Säule VI₂₉.

den ursprünglichen Querschnitt bezogen wurden. Im übrigen wird auf das Seite 82—84 berechnete Beispiel, Versuch Nr. 147, verwiesen. Es würde den Rahmen dieses Berichtes überschreiten, wenn man für jeden der Fälle eine gleiche Berechnung, wie dort durchführen wollte; außerdem ist der Augenblick, in welchem



Abb. 203.



Abb. 204.

Tabelle Nr. 22.

Post Nr.	Versuchs-Paar	Querbewehrung v. H.	Spiral-armierung		Zwischenraum zwischen den Windungen in mm	Mittlere Betonspannung ohne rechnermäßige Berücksichtigung der Querbewehrung in kg/cm^2	Mittlere Betonspannung mit rechnermäßiger Berücksichtigung der Querbewehrung in kg/cm^2	Anmerkung
			Durchmesser	Ganghöhe				
Längsbewehrung 3·15 v. H.								
1	135—136	0·458	$\frac{5}{50}$	45	295 } 287 283 }	287 } 281 275 }		
2	137—138	1·00	$\frac{5}{25}$	20	291 } 298,5 306 }	275 } 282 289 }		
3	139—140	1·62	$\frac{8}{40}$	32	268 } 279 290 }	246 } 256 266 }		
4	141—142	1·65	$\frac{7}{30}$	23	298 } 295 291 }	273 } 270 266 }		
5	143—144	2·55	$\frac{10}{40}$	30	385 } 388 392 }	340 } 344 347 }	Siehe Post Nr. 5 [^]	
6	145—146	2·75	$\frac{9}{30}$	21	253 } 360 368 }	310 } 316 323 }	Siehe Post Nr. 6 [^]	
7	147—148	3·41	$\frac{10}{30}$	20	400 } 379 358 }	341 } 323 305 }	Siehe Post Nr. 7 [^]	
Längsbewehrung 1·25 v. H.								
3 [^]	125—126	1·62	$\frac{8}{40}$	32	267 } 270 272 }	242 } 244 246 }		
4 [^]	127—128	1·65	$\frac{7}{30}$	23	300 } 284 267 }	271 } 247 242 }		
5 [^]	129—130	2·55	$\frac{10}{40}$	30	356 } 364 372 }	310 } 318 326 }	Siehe Post Nr. 5	
6 [^]	131—132	2·75	$\frac{9}{30}$	21	345 } 355 364 }	299 } 307 315 }	Siehe Post Nr. 6	
7 [^]	133—134	3·41	$\frac{10}{30}$	20	399 } 393 387 }	335 } 330 325 }	Siehe Post Nr. 7	

Die Versuche 121—124 wurden wegen abnormalen Zementes ausgeschieden.

das Lostrennen der äußeren Schale vom Kern, also der Eintritt von Laststadium II, nicht genügend sicher festgestellt und fehlen Meßergebnisse über die Zusammendrückungswerte, aus welchen ein genauerer Wert von „ n “ abgeleitet werden könnte.

Die folgende Zusammenstellung (Tabelle 22) von Mittelwerten soll das Wachstum der Spannungen mit zunehmender Querbewehrung veranschaulichen.

Zu vergleichen sind in den vorausgehenden Zusammenstellungen insbesondere die mittleren errechneten Betonspannungen Posten Nr. 5, 6 und 7 mit jenen von Posten Nr. 5', 6' und 7', ferner die Posten 3 mit 4 bzw. 3' mit 4'. Der Einfluß der stärkeren Längsbewehrung tritt entschieden hervor.

Die Würfelproben stimmen mit den zugehörigen Säulenversuchen gut überein. Die rechnungsmäßigen Eisenspannungen gehen über die möglichen Grenzwerte, besonders bei den mit mehr als 2·28 v. H. Querarmierung versehenen Versuchen oft bedeutend hinauf, ein Zeichen, daß die angenommenen n -Werte nicht zutreffend sein dürften, beziehungsweise daß auch die Querdehnung der Längsbewehrung infolge der Umschnürung behindert war, und somit auch die Längsstauchung beeinflußt gewesen sein muß. Ein Unterschied in der Zahl n gibt schon eine beträchtliche Differenz beim Eisen.

Die Lichtbilder und einige Schaulinien der Durchbiegungen ergänzen diese Ausführungen.

Gruppe VII.

Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitte, 4·5 m hoch, spiralförmige Bewehrung.

Hierher gehören die Tabellen Nr. 23 und 24, ferner die Abb. 205 bis 212 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 213 bis 228 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

a) L ä n g s b e w e h r u n g 1·25 v. H.

Vier Versuche mit Säulen von 41 bis 45 Tagen, 2 Versuche mit 55 und 56 Tagen, 2 Versuche mit 92 bzw. 91 Tagen Erhärtungsdauer. Die Säulen der Versuche Nr. 108 und 107 sind aus Zement der frischen Lieferung, aber erst im Oktober, also nach längerer Lagerung dieses Zementes am Versuchsplatze hergestellt. Die Ergebnisse dieser beiden Versuche liegen jedoch außerhalb der Reihe.

Bei den Versuchen Nr. 11 und 12 erreichen die Beton-Randspannungen nahezu die Würfelfestigkeit, ebenso bei den Versuchen Nr. 83 und 84.

Bei Versuch Nr. 29 wurde die Säule nach dem Bruche noch weiter belastet und erreichte die Ausbiegung 17·5 mm in der Mitte der Säule. Die Beanspruchungen stehen im allgemeinen (mit Ausnahme der Versuche Nr. 107 und 108) mit einander in genügender Übereinstimmung. Die Lichtbilder beziehen sich auf die Versuche Nr. 29, 84, 83 und 12. Bei letzterem 12 ist der Bruch am Schaftende (bei der Handhabe) eingetreten. Das Lichtbild zu Versuch Nr. 84 zeigt die Zerstörungen unter dem anbetonierten Säulenkopf, jene zu den Versuchen Nr. 83 und 29 die Bruchstelle in der Säulenmitte.

b) Längsbewehrung 3·15 v. H.

Versuch Nr. 13 und 14 mit Querbewehrung von 8 mm Stärke und 100 mm Ganghöhe, 40 Tage Erhärtungsdauer; die mittleren Betonspannungen stimmen mit den Ergebnissen der Versuche Nr. 11 und 12 gut überein.

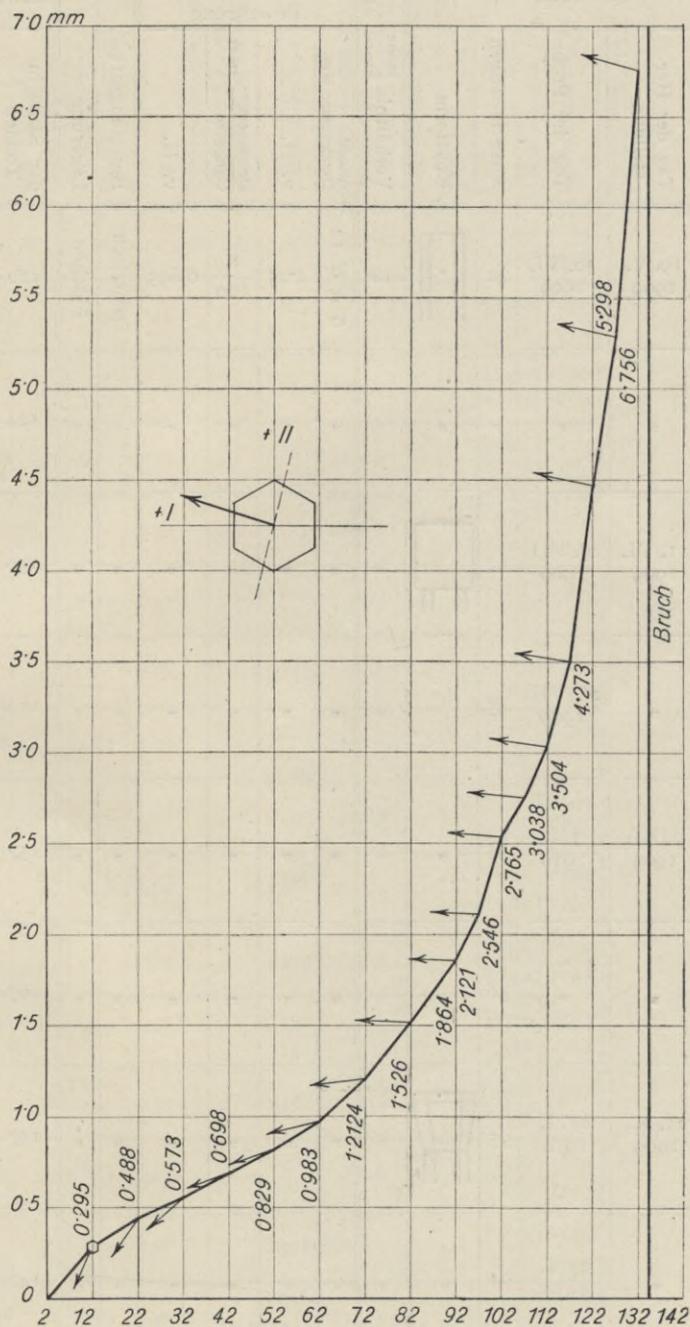


Abb. 205. Vers. 18, Säule VII₁₁.

Tabelle Nr. 23. Bewehrte Säulen mit sechseckigem Querschnitt, 4.5 m hoch, spiralförmige Querbewehrung, Längsbewehrung 1.25 v. H. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule					Verhältnis Höhe kleinste Abm.	Längs- Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in mm	von der Schwerachse		Wert für μ	Längs- bewehrung cm^2		Quer- bewehrung cm^2		Ideelle Quer- schnittsfläche cm^2		Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $\frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm^2	Eisenspannung kg/cm^2	Würfelfestigkeit kg/cm^2 Tage	Anmerkung																										
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Kopfform		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Durchmesser Ganghöhe mm			v. H.	der Säule in Tonnen		pro kg/cm^2 Säulenquerschnitt	Entfernung der gespannten Beton- faser e in cm		Entfernung der Ei- serfaser e in cm	Beton und einfache Eisenfläche in cm^2	Eisenfläche	$(n-1)$ fache Eisenfläche	als ideelle Längs- bewehrung	$(n-1)$ fache ideelle Längsbewehrung											mit Längs- bewehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung	Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $\frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm^2	Eisenspannung kg/cm^2	Würfelfestigkeit kg/cm^2 Tage	Anmerkung														
																																														Bruchlast		Ideelle Quer- schnittsfläche cm^2		Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $\frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm^2	Eisenspannung kg/cm^2	Würfelfestigkeit kg/cm^2 Tage	Anmerkung
																																														der Säule in Tonnen	pro kg/cm^2 Säulenquerschnitt	Eisenfläche	$(n-1)$ fache Eisenfläche										
11	VII ₅	19./V. 1909	30./VI. 1909	41		18	6 RE 12	1.25	$\frac{8}{100}$	0.695	zentrisch	Flächen	122	225	(122) 0.42	14.41	10.08	10	6.79	61.11	—	—	602	—	202.5	23490	3114	26610	6.64	68	$\frac{205}{200}$	$\frac{2044}{2066}$	241	zerreißt plötzlich																									
12	VII ₆	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	124	229	(117) 5.42	13.72	9.6	"	"	—	—	—	206	"	3114	26610	—	—	$\frac{240}{172}$	$\frac{2300}{1820}$	260	—																											
28	VII ₃	11./VI. 1909	23./VII. 1909	42		"	"	"	"	"	"	"	150	275	(147) 3.39	14.07	9.84	"	"	—	—	—	249	"	3114	26610	—	—	$\frac{276}{222}$	$\frac{2677}{2303}$	—	Bruch unter Schlag																											
29	VII ₄	"	26./VII. 1909	45	"	"	"	"	"	"	"	"	132	243	(132) 2.09	13.12	8.86	"	"	—	—	—	219	"	3114	26610	—	—	$\frac{233}{205}$	$\frac{2280}{2100}$	—	Ausbiegung nach dem Bruche 17.52 mm																											
83	VII _{5a}	9./XI. 1909	3./I. 1910	55	"	"	"	"	"	"	"	"	157	290	(157) 6.97	13.39	9.37	8.5	50.92	—	—	592	—	265	"	2595	26088	—	—	$\frac{320}{210}$	$\frac{2640}{1860}$	356	—																										
84	VII _{6a}	"	"	56	"	"	"	"	"	"	"	"	167	308	(167) 4.96	12.5	8.75	"	"	3.487	26.2	—	618	254	"	2595	27590	—	—	$\frac{305}{203}$	$\frac{2501}{1797}$	57	—																										
108	VII ₇	25./X. 1909	28./I. 1910	95		"	"	"	"	"	"	"	137	252	(132) 1.77	14.10	9.87	8	47.53	—	—	588	—	233	"	2422	25915	—	—	$\frac{246}{220}$	$\frac{1938}{1790}$	317	nach der Abfallperiode Würfel- festigkeit																										
107	VII ₈	"	27./I. 1910	94	"	"	"	"	"	"	"	"	147	275	(142) 2.63	13.80	9.66	"	"	—	—	—	250	"	2422	25915	—	—	$\frac{271}{229}$	$\frac{2115}{1885}$	—	—																											
																		"	"	3.487	24.4	—	613	240	"	1400	27320	—	—	$\frac{236}{212}$	$\frac{1871}{1713}$	96	—																										
																		"	"	—	—	—	250	"	2422	25915	—	—	$\frac{271}{229}$	$\frac{2115}{1885}$	—	—																											
																		"	"	3.487	24.4	—	613	240	"	1400	27320	—	—	$\frac{259}{221}$	$\frac{2048}{1792}$	—	—																										

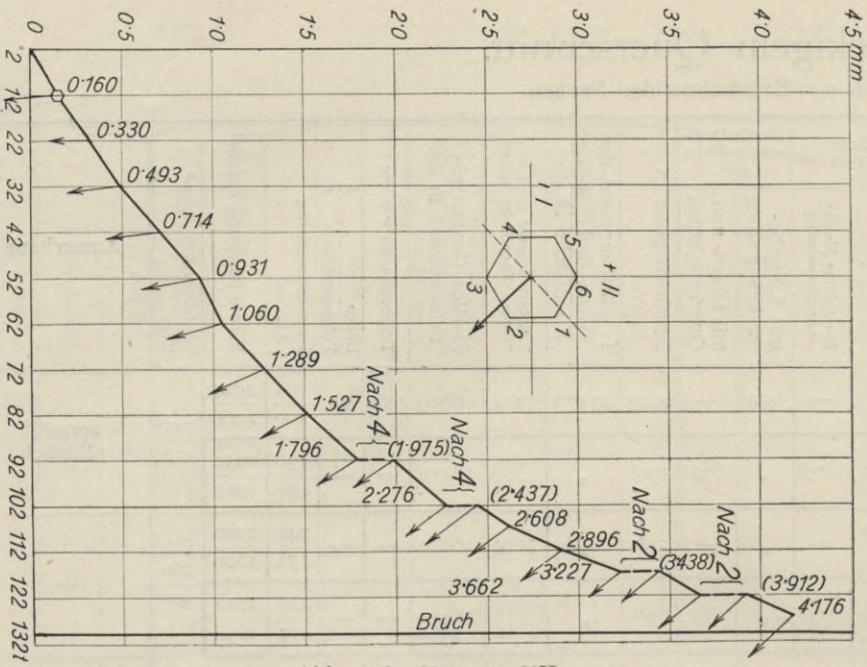


Abb. 206. Vers. 15 VII₁₂.

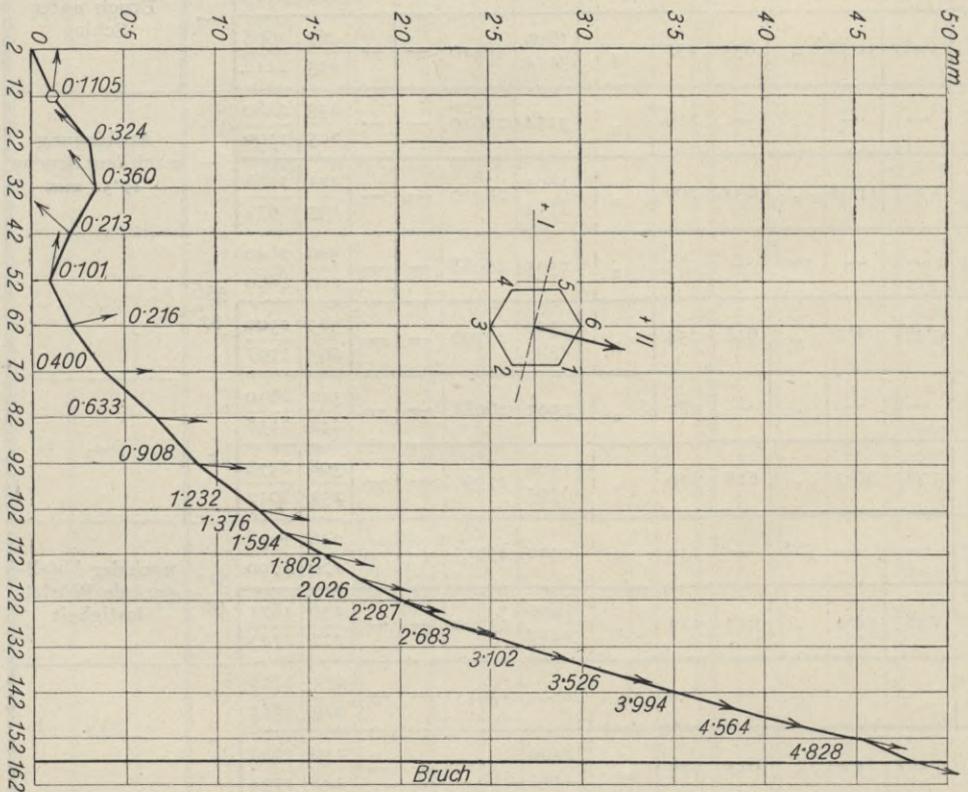


Abb. 207. Vers. 155. VII_{11b}.

Tabelle Nr. 24. Fortsetzung.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule					Höhe kleinst. Abm. Verhältnis	Bewehrung				Belastungsart Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte Δ in mm	von der Schwerachse		Betons- und einfache Eisenfläche in cm^2 Wert für n	Längsbe- wehrung cm^2		Quer- bewehrung cm^2		Ideelle Quer- schnittsfläche cm^2		Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ -fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $= \frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm^2	Eisenspannung kg/cm^2	Würfelstärke kg/cm^2 Tage	Anmerkung										
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Kopfform		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Durchmesser Ganghöhe mm	v. H.		der Säule in Tonnen	pro kg/cm^2 Säulenquerschnitt		Entfernung der gespannten Betonfaser e in cm	Entfernung der Eisensefaser e' in cm		Eisenfläche	$(n-1)$ fache Eisenfläche	als ideale Längsbewehrung	$(n-1)$ fache ideale Längsbewehrung	mit Längsbewehrung allein	mit Längs- und Querbewehrung											Bruchfestigkeit in kg/cm^2	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm^4	Trägheitsmoment der $(n-1)$ -fachen Eisenfläche in cm^4	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm^4	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius $= \frac{l}{r}$	Betonspannung kg/cm^2	Eisenspannung kg/cm^2	Würfelstärke kg/cm^2 Tage	Anmerkung
18	VII ₁₁	21./V. 1909	5./VII. 1909	44		18	6 19	3'15	$\frac{8}{100}$	0'695	Zentrisch Spitzen	136	250	(132) 6'75	19'98	9'45	541	10	17'02	153	—	—	694	—	196	23493	7200	30700	6'64	68	238 154	2243 1677	254 42	—									
15	VII ₁₂	"	2./VII. 1909	41	"	"	"	"	"	"	"	130	240	(127) 4'01	14'19	9'59	"	"	"	—	—	"	—	188	"	7220	30700	6'64	68	212 164	2042 1718	"	—										
155	VII _{11b}	27./IV. 1910	22./VI. 1910	56		"	"	"	$\frac{6}{50}$	0'722	"	157	290	(157) 5'38	12'51	8'45	"	8'5	"	127	—	—	668	—	235	"	6000	29500	6'63	68	271 199	2206 1794	307 57	—									
157	VII _{12b}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	139	256	(127) 7'78	14'36	9'70	"	"	"	—	—	"	—	235	"	6000	29500	6'63	68	261 155	2072 1406	"	—										
16	VII ₁₃	22./V. 1909	2./VII. 1909	40		"	"	"	$\frac{8}{100}$	0'695	5 cm exzentrisch	65	120	(65) 30'84	13'20	8'92	"	11	"	170	—	—	711	—	91'5	"	8000	31500	6'64	68	312 -128	2652 -628	—	—									
17	VII ₁₄	"	3./VII. 1909	41	"	"	"	"	"	"	"	65	"	(65) 24'75	14'34	9'69	"	"	"	—	—	"	—	91'5	"	8000	31500	6'64	68	302 -118	2647 -623	—	—										
156	VII _{13b}	28./IV. 1910	23./VI. 1910	55		"	"	"	$\frac{6}{50}$	0'722	"	72	133	(72) 28'04	14'37	9'71	"	9	"	136	—	—	677	—	106'5	"	6400	29900	6'63	68	378 -162	2607 -683	306 56	—									
158	VII _{14b}	"	24./VI. 1910	57	"	"	"	"	"	"	"	72	"	(72) 19'76	14'41	9'74	"	"	"	—	—	"	—	106'5	"	6400	29900	6'63	68	346 -130	2424 -480	"	—										
																			"	3'87	30'96	"	708	—	"	1780 6400	31670	—	—	—	—	"	—										

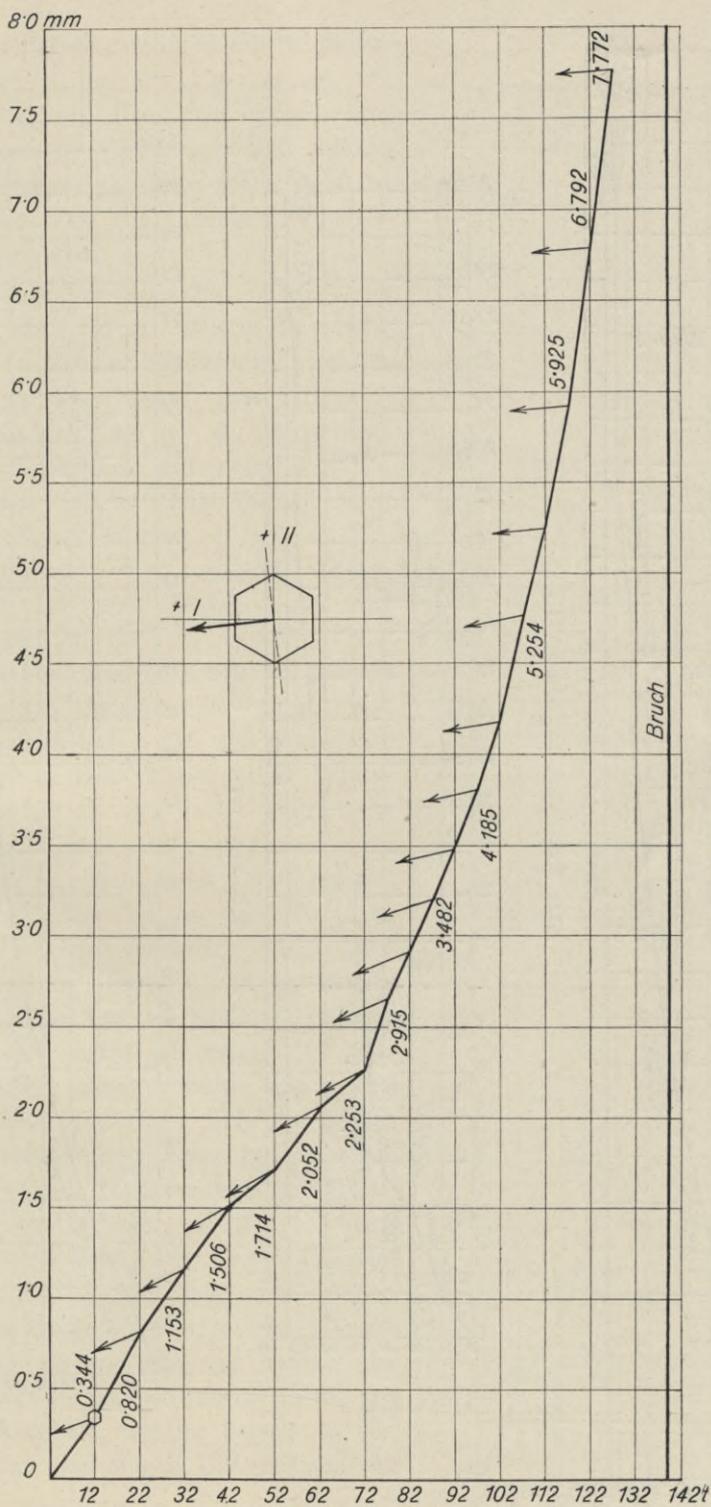


Abb. 208. Vers. 157. VII 12b.

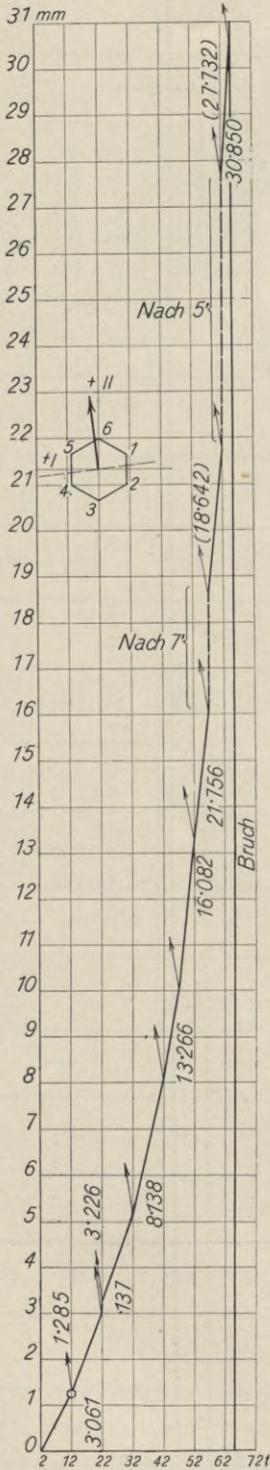


Abb. 209. Vers. 16, Säule VII₁₃.

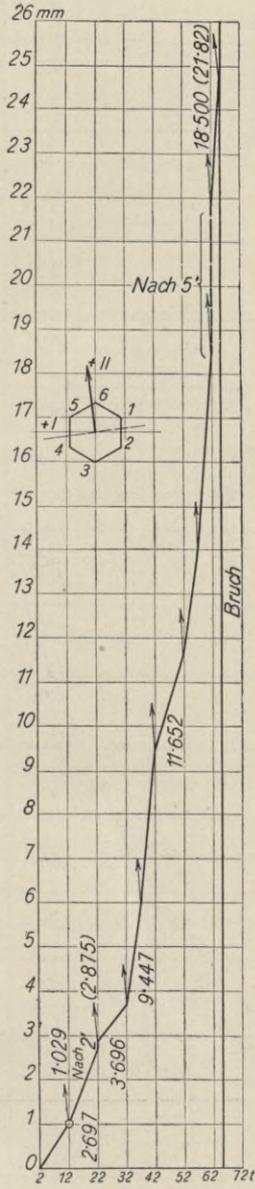


Abb. 210. Vers. 17, Säule VII₁₄.

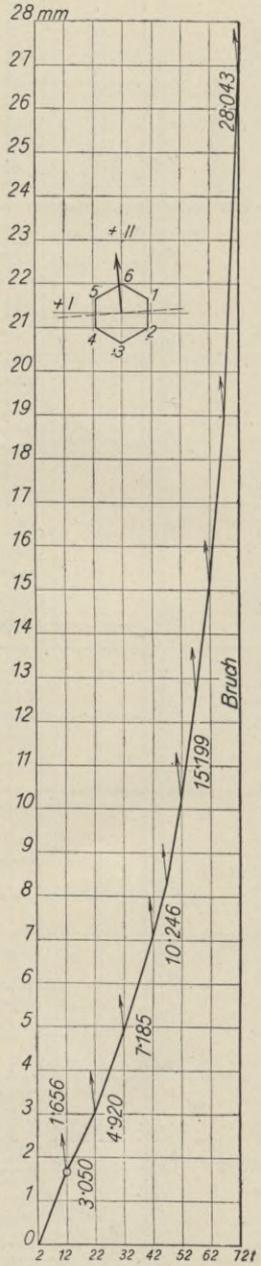


Abb. 211. Vers. 156, Säule VII_{13b}.

Die Betonkantenpressung bei diesen Versuchen ist im Mittel 211 kg/cm^2 , bei 11 und 12 im Mittel 222 kg/cm^2 . Die Ergebnisse des Vergleiches sind um so einwandfreier, als die vier Versuche zu gleicher Zeit (mit gleichem Zement) angefertigt sind.

Die 6 Versuche Nr. 86, 85, 88 und 89, 87 und 90 weisen bei nicht stark verschiedener Erhärtungsdauer (im Mittel 59 Tage) eine gute Übereinstimmung auf; es ist der Mittelwert der Bruchspannung auf 1 cm^2 Säulenquerschnitt 328 kg (mit Abweichungen von $+2.4$ v. H. und -3.0 v. H.), der Mittelwert der mittleren Betonpressung ist 266 kg/cm^2 (mit Abweichungen von 2.2 v. H. und 1.5 v. H.). Das Mittel der größten Kantenpressungen beträgt 314 kg/cm^2 , die zugehörigen Würfelproben haben 356 und 351 kg/cm^2 Festigkeit. Das Mittel der Eisenpressungen auf der meist gedrückten Seite ergibt sich mit 2551 kg/cm^2 . Im Vergleich mit den sechs Versuchen der Gruppe VI, Nr. 93 bis 106 (64 Tage mittlere Erhärtungsdauer) zeigt sich folgendes: bei Gruppe VI ist die Bruchlast im Mittel pro cm^2 Säulenquerschnitt 333 kg/cm^2 gegen 328 kg/cm^2 bei VII, die mittlere Betonpressung 270 kg/cm^2 gegen 266 kg/cm^2 bei VII, die größte Betonkantenpressung 306 kg/cm^2 gegen 314 bei VII, die Eisenpressung 2490 kg/cm^2 gegen 2551 kg/cm^2 bei VII. Sonach ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung. Berücksichtigt man ferner, daß bei einigen Versuchen der Gruppe VII (Nr. 88 und 89), die Stärke der Längsbewehrungseisen statt 19.00 mm in Wirklichkeit 19.3 mm betrug, so verschwinden die obigen Unterschiede zur Gänze.

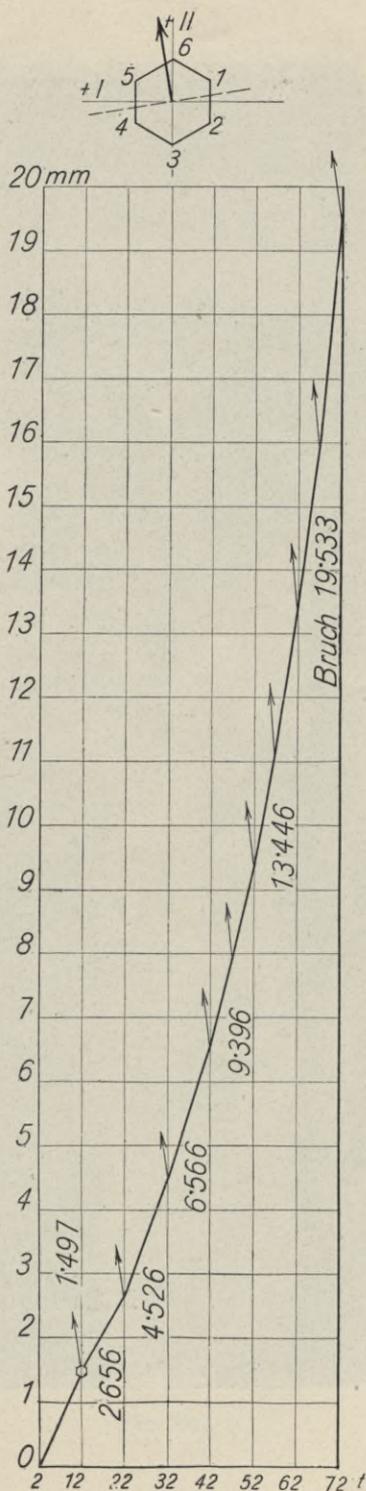


Abb. 212. Vers. 158, Säule VII_{14b}.

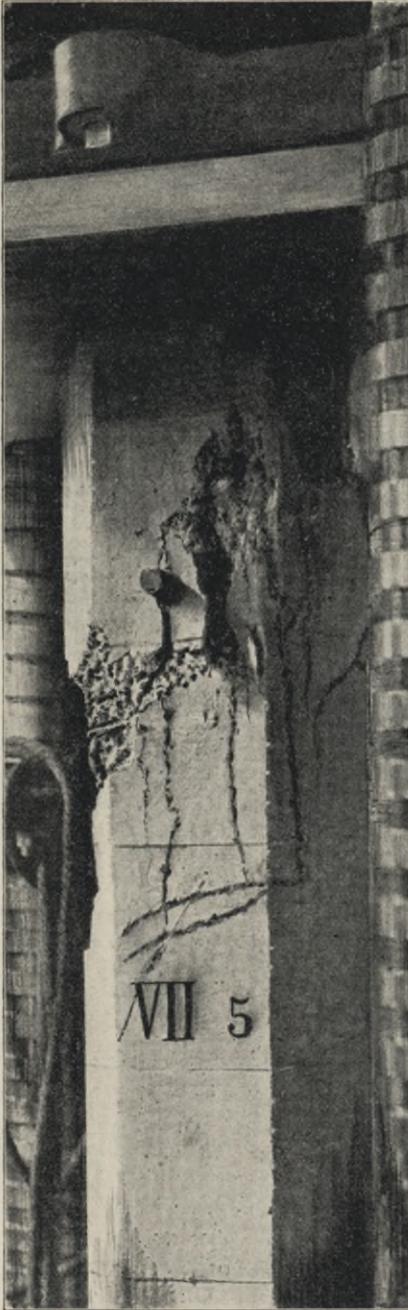


Abb. 213.

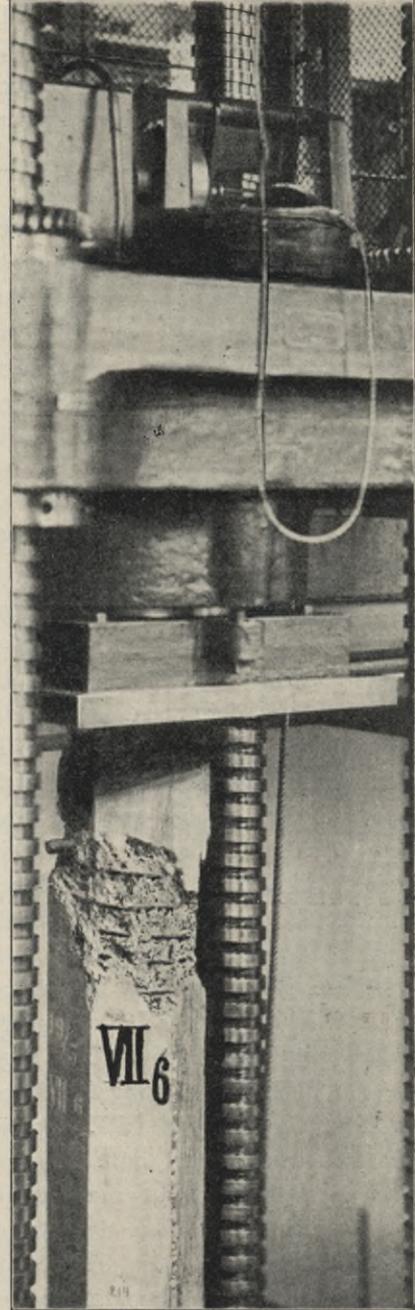


Abb. 214.

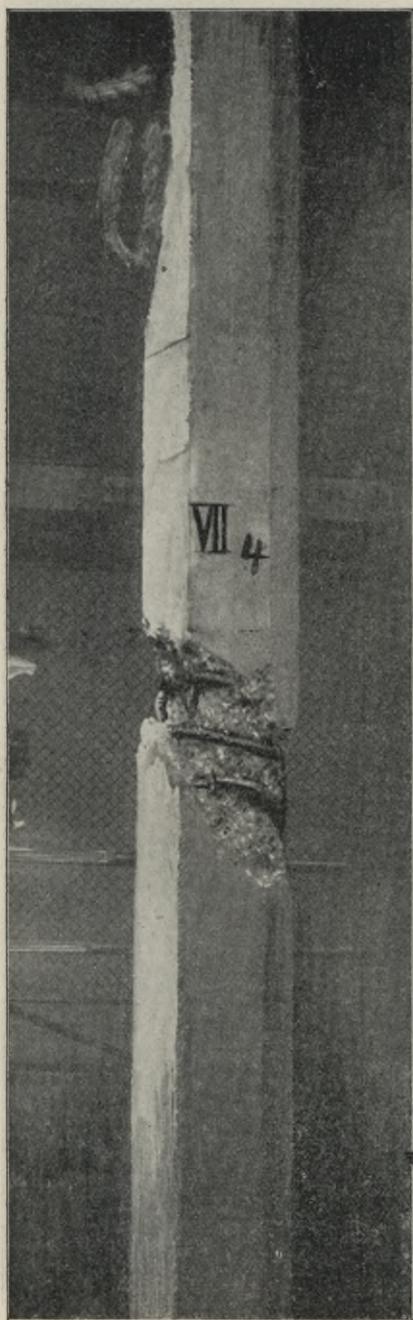


Abb. 215.

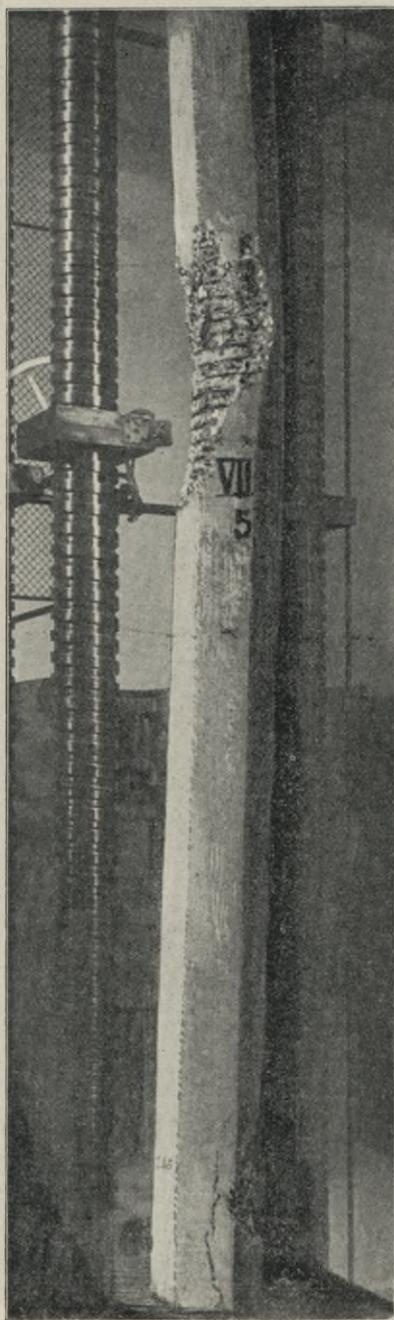


Abb. 216.

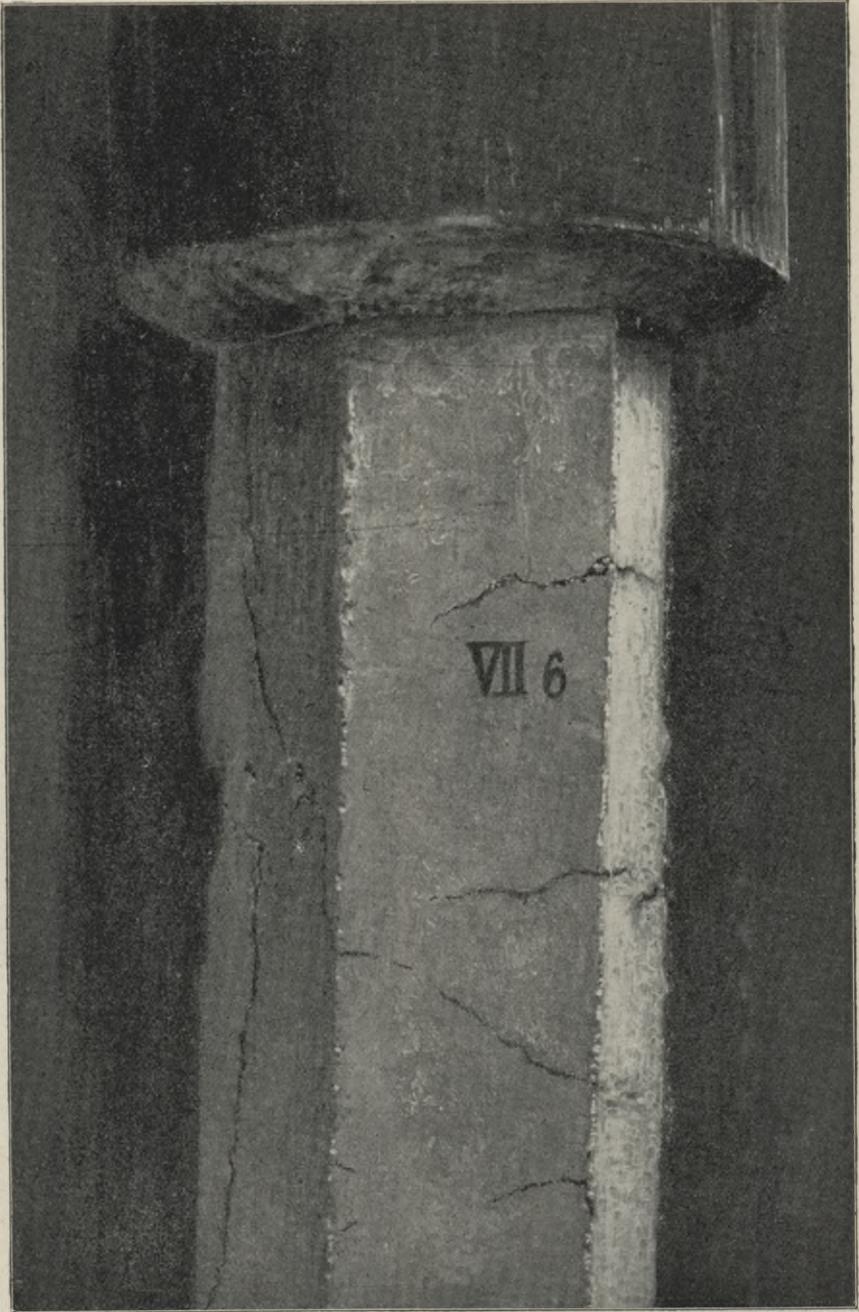


Abb. 217.

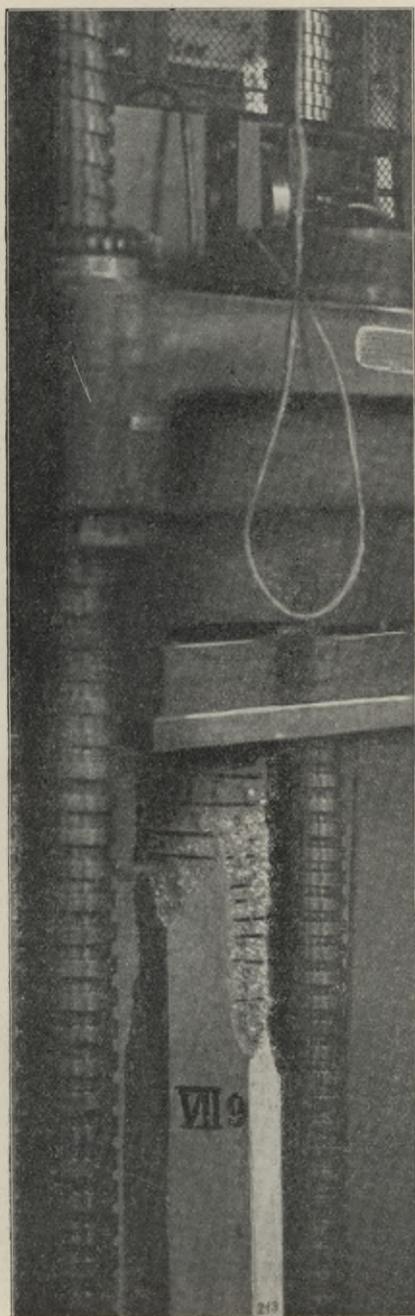


Abb. 218.

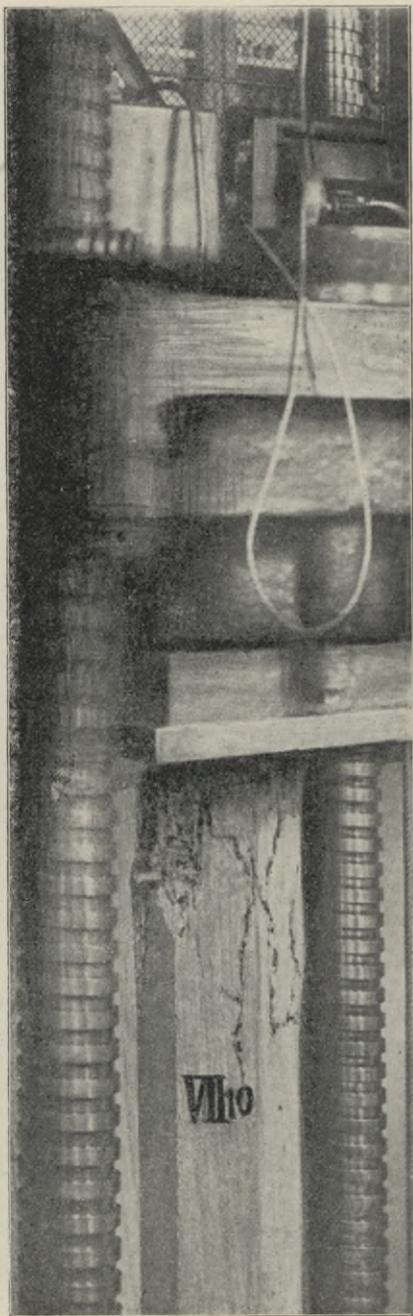


Abb. 219.



Abb. 220.

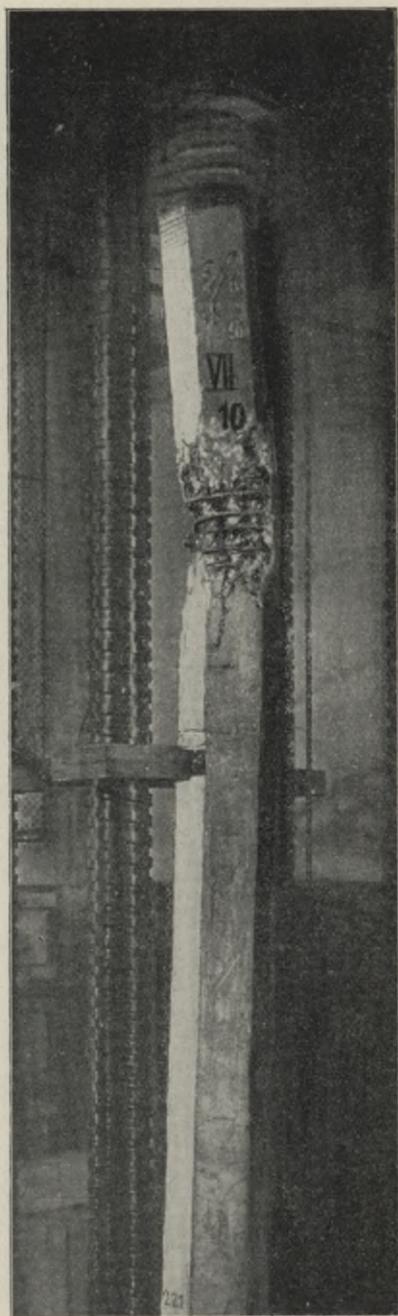


Abb. 221.



Abb. 222.

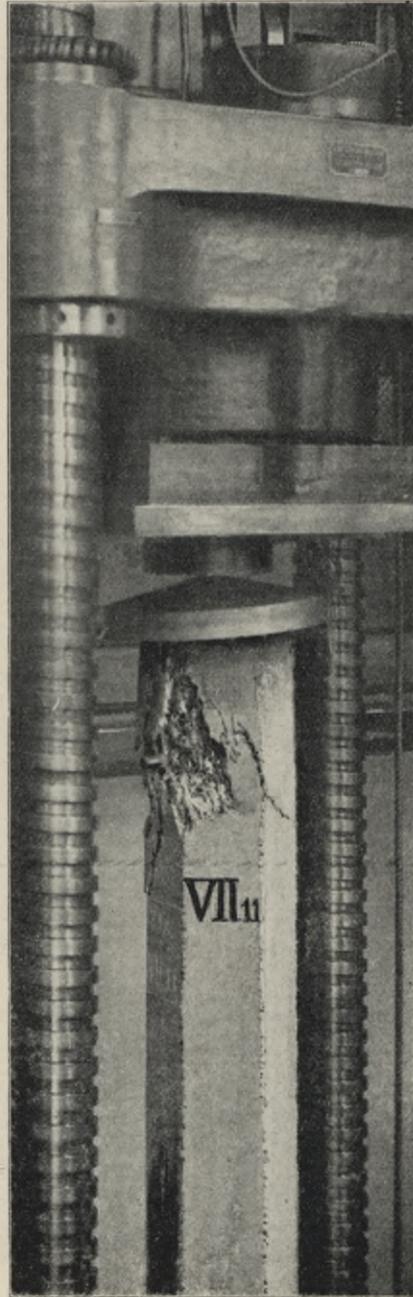


Abb. 223.

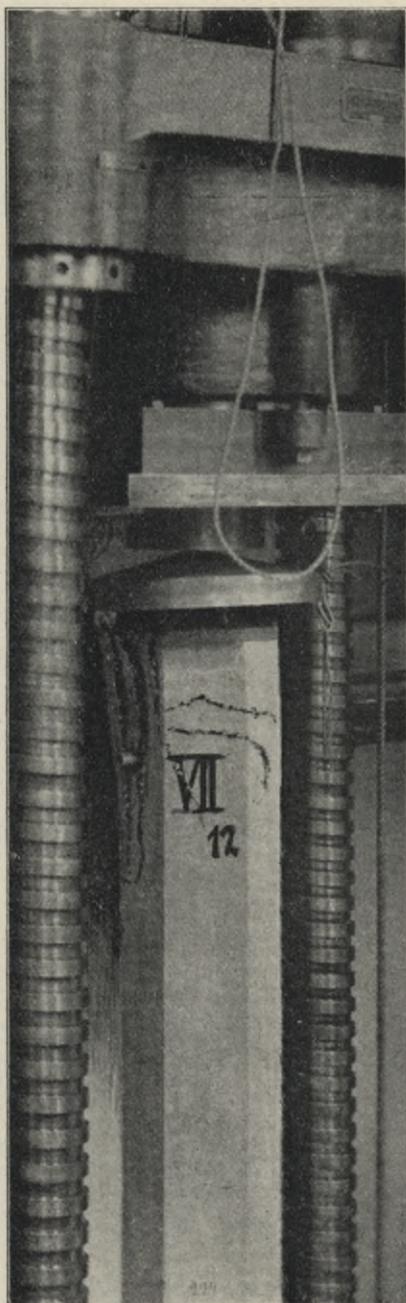


Abb. 224.

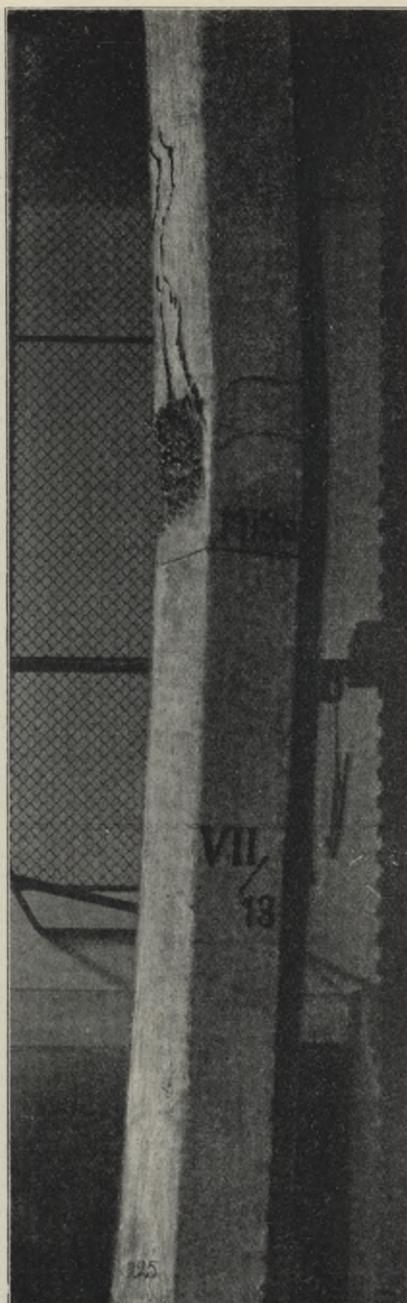


Abb. 225.

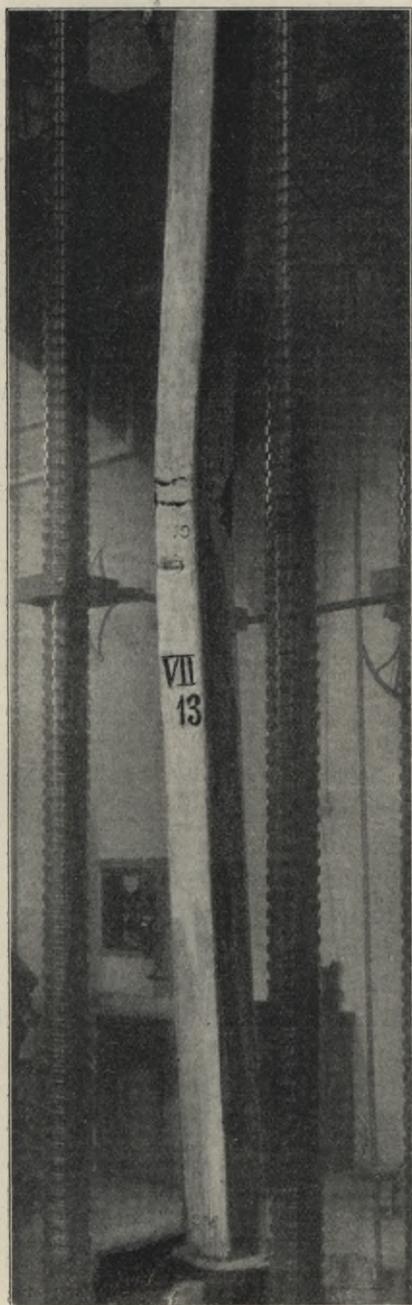


Abb. 226.

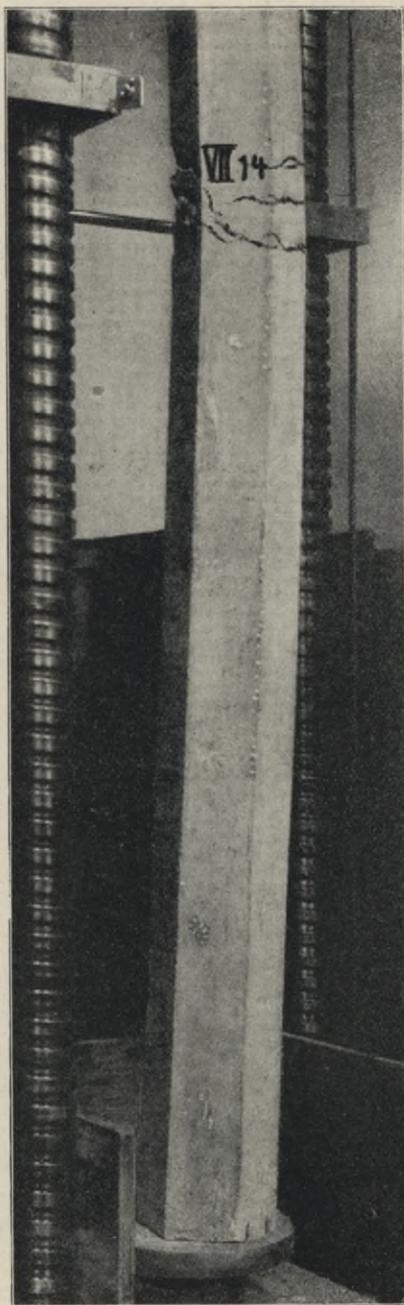


Abb. 227.

c) Zentrische Spitzenlagerung.

Diese betrifft die Versuche Nr. 18 und 15 mit 44 bzw. 41 Tagen, sowie die Versuche Nr. 155 und 157 mit 56 Tagen Erhärtungsdauer. Die Querbewehrung ist bei den vier Versuchen nach Prozentsätzen nahezu gleich (bei Nr. 18 und 15 ... 8 mm Rundeseisen mit 100 mm Ganghöhe und bei 155 und 157 ... 6 mm Rundeseisen mit 50 mm Ganghöhe). Die Betonspannungen bei den beiden ersten sind im Mittel 192 kg/cm^2 , bei den letzteren 222 kg/cm^2 , die größten Kantenpressungen bei ersteren im Mittel 225 kg/cm^2 , bei letzteren 265 kg/cm^2 . Inwieweit die beobachteten Unterschiede auf die Verschiedenheit der Ganghöhe der Querbewehrung oder auf den Altersunterschied der Säulen zurückzuführen ist, entzieht sich einer direkten Beurteilung.

Im Vergleich zu den Proben Nr. 7, 8, 151 und 152 der Gruppe VI (3,00 m hoch) sind die Werte bei den 4,5 m hohen Säulen nicht beträchtlich verschieden.

d) Exzentrische Spitzenlagerung.

Hierher gehören die Versuche Nr. 16, 17, 156 und 158.

Die Ausbiegungen schwanken zwischen 19,76 und 30,84 mm, die Maxima der Kantenpressungen im Beton von 302 bis 378 kg/cm^2 ; die Würzelfestigkeit betrug 306 kg/cm^2 nach 56 Tagen Erhärtung.

Die Bruchlasten sind für gleiche Erhärtungsdauer gleich groß.

Im Vergleich zu den 3,0 m hohen Säulen der Gruppe VI (Versuche Nr. 10, 11, 153 und 154) sind die Lasten bedeutend geringer; die Mittelwerte der Kantenpressungen sind jedoch nicht wesentlich verschieden, im allgemeinen bei den 4,5 m hohen Säulen geringer als bei den 3,00 m hohen.

Zu den Lichtbildern sei folgendes bemerkt: Die Versuche Nr. 13 und 14

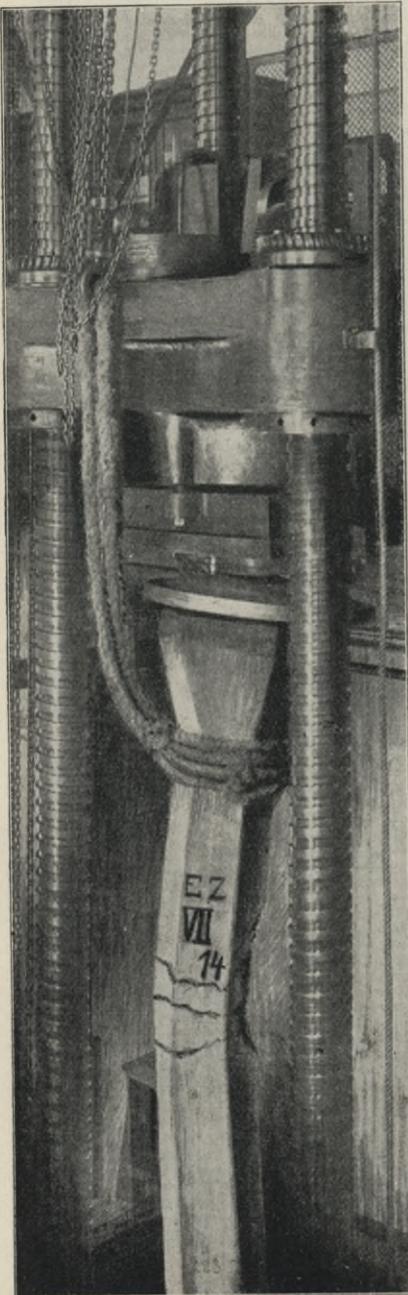


Abb. 228.

(Abb. Nr. 218 und 219) zeigen die Zerstörung am Schaftende; bei Versuch Nr. 86 entstand der Bruch unter dem nachträglich anbetonierten Kopf (Abb. 220); das Lichtbild des Versuches Nr. 85 (Abb. 221) zeigt den Bruch der Säule mit nachheriger starker Ausbiegung. Bei Versuch Nr. 90 ergab sich der Bruch am Schaft und am Fuß (Abb. 222), bei Versuch Nr. 15 am Schaftende (Abb. 224), bei Versuch Nr. 16 (Abb. 225 und 226) in der Mitte mit Zugrissen und Druckerscheinung (Absplitterung), bei Versuch Nr. 18 am Schaftende (Abb. 223); bei den Versuchen Nr. 17 und 158 mit exzentrisch belasteten Säulen ist der Bruch infolge Biegung zu ersehen (Abb. 227 und 228). Abb. 213 zeigt die vom Querstabe ausgehende Zerstörung bei Versuch Nr. 11.

Von den Versuchen Nr. 25, 18, 157, 155, 17 und 16 sind auch die Schaulinien der Ausbiegungen dargestellt; bei letzteren zeigen sich die Nachbiegungen, die während gewisser Pausen der Belastung eingetreten sind; sehr schöne Verhältnisse zeigen die Versuche Nr. 156 und 158 (siehe Abb. 205 bis 212).

Gruppen VIII und IX.

Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt, 3·0 m bzw. 4·5 m hoch, Bewehrung mit Winkeleisen.

Hiezu Tabelle Nr. 25, ferner Abb. 229 bis 236 mit Darstellung der Ausbiegungen und Abb. 237 bis 239 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Als Längsarmierung sind Winkeleisen $\frac{40 \cdot 40}{6}$ mm genommen, als Quersarmierung Flacheisen 30·6 mm angeordnet. Die Versuche Nr. 102, 99, 101, 104, 103 und 100 fallen in jene Zeit, in welcher der frische Zement zur Verarbeitung kam; dementsprechend sind auch die Ergebnisse niedriger als jene der Säulen der übrigen Gruppen gleicher Mischung und von gleicher Bewehrung. Das Gleiche gilt von den Versuchen Nr. 109 und 110. Die Erhärtungsdauer betrug im Durchschnitt 127 Tage. Ein Vergleich der Resultate in den Gruppen VIII und IX selbst ist möglich, da der gleiche Zement für alle verwendet wurde.

Die Bruchlast pro cm^2 Säulenquerschnitt beträgt im Mittel 252 kg/cm^2 , die mittlere Betonspannung 211 kg/cm^2 mit Abweichungen von $\pm 8\cdot0$ v. H.

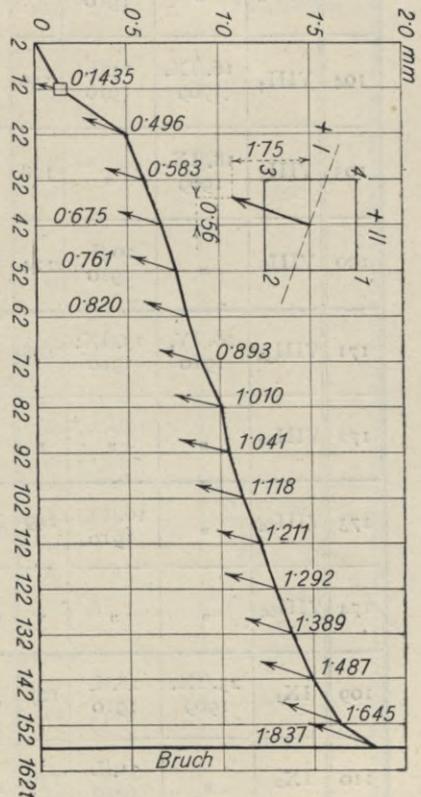
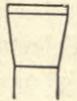


Abb. 229. Vers. 99, VIII₂.

Tabelle Nr. 25. Bewehrte Säulen mit quadratischem Querschnitt.
Längsbewehrung Winkeleisen. Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule							Höhe Verhältnis: kleinst. Abm.	Längs- Quer-		Belastungsart	Lagerung	Bruch-		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1)-fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ²	Tage	Anmerkung																
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform	Höhe in m		Anzahl Maße mm	v. H.			Anzahl Flacheis, 30.6 Entfernung in mm	Bruchlast		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der Eisenlaser e in cm																		Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1)-fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ²	Tage	Anmerkung
102	VIII ₁	16./IX. 1909	22./I. 1910	128	Quadrat		3'0	12	4 40.40 6	284	8 250	zentrisch	Flächen-	151	243	(147) 1'85	13'97	10'65	625	17'76	8	124'32	749	202	32552	11410	43962	7'6	39'5	211 193	1670 1562	362 130	—																	
99	VIII ₂	17./IX. 1909	20./I. 1910	125	"	"	"	"	"	"	"	"	"	159	254	(157) 1'84	15'71	12'16	"	"	"	"	212'5	"	"	"	"	"	223 202	1765 1635	262 129	Abfall																		
101	VIII ₃	"	21./I. 1910	126	"	"	"	"	"	"	"	"	"	155	247	(152) 1'33	14'70	11'76	"	"	"	"	207	"	"	"	"	"	214 200	1711 1601	"	schiefes Abschieben																		
104	VIII ₄	16./IX. 1909	24./I. 1910	130	"	"	"	"	"	"	"	"	"	157	250	(157) 3'19	16'76	12'85	"	"	"	"	210	"	"	"	"	"	229 191	1826 1534	275 128	Druck																		
103	VIII ₅	18./IX. 1909	"	128	"	"	"	"	"	"	"	"	"	154	246	(152) 2'64	17'57	13'44	"	"	"	"	206	"	"	"	"	"	222 190	1748 1548	"	Abfall steigend																		
100	VIII ₆	"	20./I. 1910	124	"	"	"	"	"	"	"	"	"	171	273	(167) 1'51	15'54	11'91	"	"	"	"	228	"	"	"	"	"	237 219	1881 1769	"	—																		
171	VIII _{3a}	20./IV. 1910	15./IX. 1910	148	"	"	"	"	"	"	"	"	Spitzen-	177	282	(172) 2'02	16'00	12'26	"	"	"	"	236	"	"	"	"	"	249 223	1968 1812	342 148	—																		
172	VIII _{4a}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	192	307	(192) 2'96	16'54	12'70	"	"	"	"	256'5	"	"	"	"	"	280 232	2198 1902	"	—																		
173	VIII _{5a}	"	16./IX. 1910	149	"	"	"	"	"	"	"	5 cm exzentr.	"	117	187	(112) 6'75	12'99	9'95	"	"	10	159'84	785	149	"	14670	47220	7'75	38'7	325 -27	2838 +42	"	in der Biegungrichtung beträgt die Exzentrizität E' = 48'1																	
174	VIII _{6a}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	124	199	(122) 10'40	14'55	11'15	"	"	"	"	158	"	"	"	"	"	373 -57	3285 -125	"	E' = 5 / 1'164 = 4'2 cm																		
109	IX ₁	23./IX. 1909	28./I. 1910	127	"	"	4'50	18	"	"	14 250	zentrisch	Flächen-	152	242	(147) 3'19	17'46	13'38	"	"	8	124'32	749	203	"	11410	43962	7'6	59'2	222 184	1743 1507	267 128	Abfall																	
110	IX ₂	"	31./I. 1910	130	"	"	"	"	"	"	"	"	"	162	264	(162) 1'45	15'33	11'62	"	"	"	"	216	"	"	"	"	"	224 208	1781 1681	"	—																		

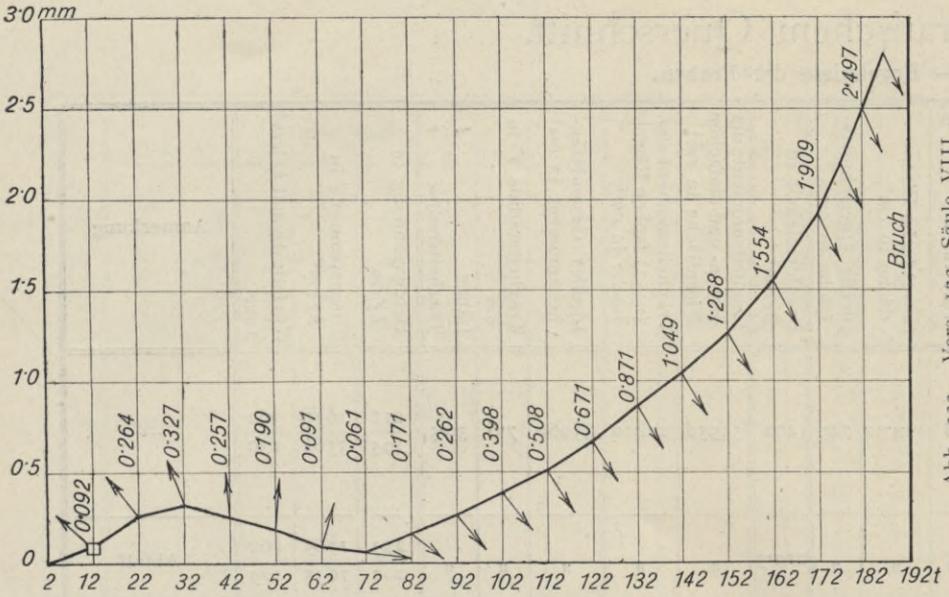


Abb. 232. Vers. 172, Säule VIII 4a.

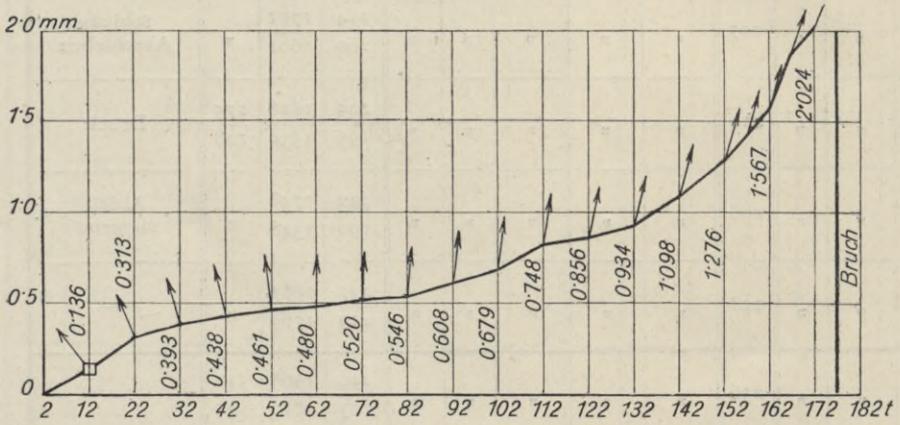


Abb. 231. Vers. 171, Säule VIII 3a.

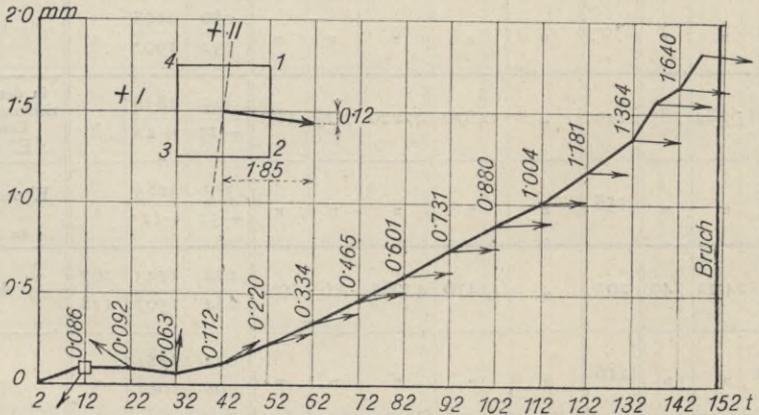


Abb. 230. Vers. 102, Säule VIII 1.

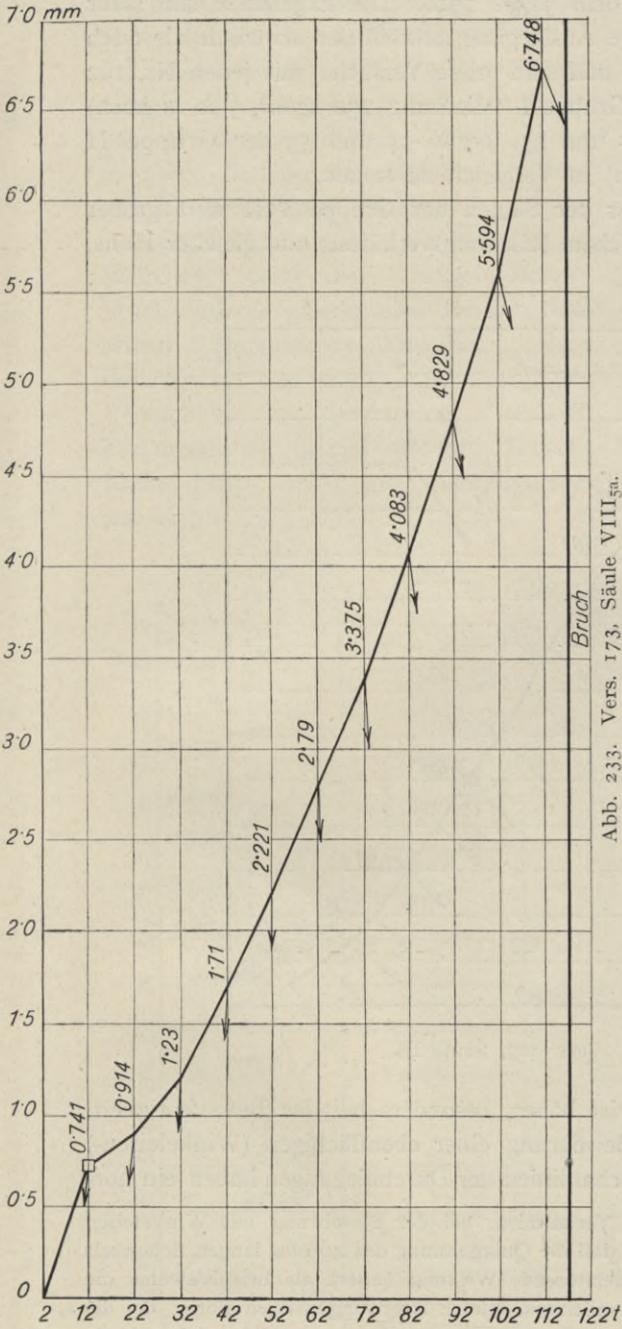


Abb. 233. Vers. 173, Säule VIII_{50t}.

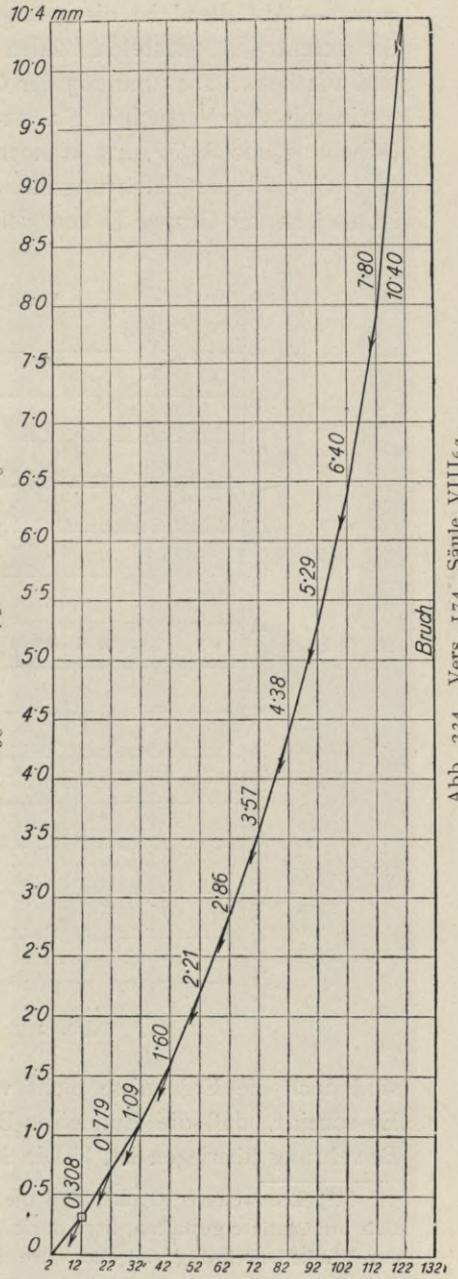


Abb. 234. Vers. 174, Säule VIII_{16a}.

und — 4·2 v. H.; der Mittelwert der größten Betonrandspannung ist 223 kg/cm^2 . Die Versuche Nr. 171, 172 mit zentrisch und Nr. 173 und 174 mit exzentrisch belasteten Säulen stammen aus dem Jahre 1910. Die Ergebnisse sind sehr gute. — Auffallend ist die geringe Ausbiegung, sowohl der zentrisch als auch der exzentrisch belasteten Säulen und sind diese Versuche mit jenen Nr. 162 und 161 bzw. 164 und 163 der Gruppe I (Mischung 250 kg/m^3 , 3·00 m hoch) sowie mit den Versuchen Nr. 52 und 53, bzw. 54 und 55 der Gruppe II (Mischung 420 kg/m^3 , 4·5 m hoch) in Vergleich zu setzen.

Obwohl die Erhärtungsdauer der Säulen der Gruppe VIII weit größer ist als jene der Gruppe II von gleichem Mischungsverhältnis und gleicher Höhe,

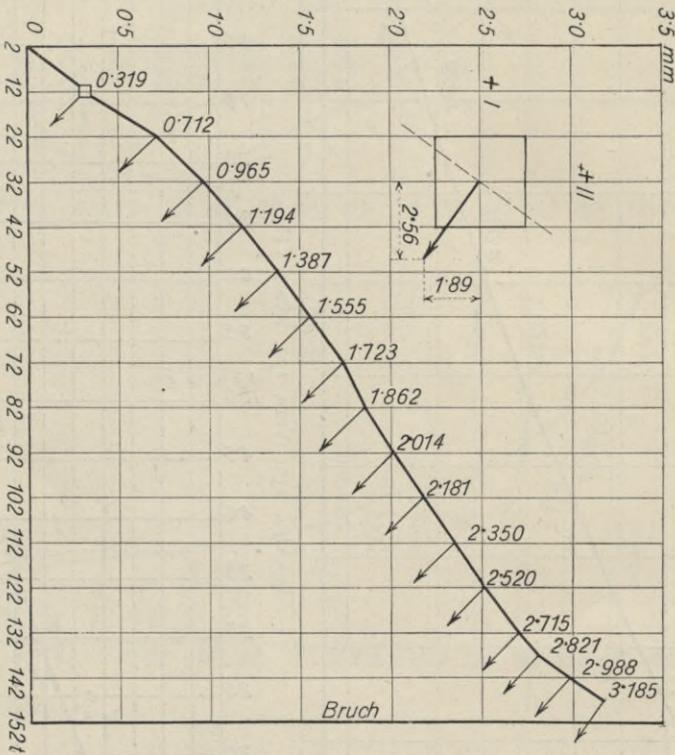


Abb. 235. Vers. 109, Säule IX₁.

sind doch die Ergebnisse nicht viel höher, besonders bei der Betonfestigkeit. Es scheint, daß die Rundeisen-Bewehrung einer ebenflächigen (Winkleisen-) Bewehrung überlegen ist.*) Die Schaulinien der Durchbiegungen haben ein nor-

*) Ein weiterer Grund, daß die Verhältnisse bei der Bewehrung mit Winkleisen sich ungünstiger gestalten, liegt darin, daß die Querdehnung des 40 mm langen Schenkels der Winkelbewehrung viel eher ihre zerstörende Wirkung äußert als beispielsweise die Querdehnung eines 25 mm starken Rundeisens, in Folge ihrer ungünstigen Form, da die schwächsten Stellen bei Rundeisen in zwei Punkten, bei Flacheisen oder Winkleisen längs der ganzen Schenkellänge liegen, abgesehen davon, daß die Gesamtquerdehnung für den 40 mm langen Schenkel des Winkleisens größer ist als jene des 25 mm starken Rundeisens.

males Aussehen und keine hervortretenden Merkmale. Die Ausbiegungen waren sowohl bei den zentrischen als exzentrisch belasteten Säulen verhältnismäßig gering; die Kantenpressungen blieben daher gegenüber den Versuchen der Gruppe II bei den zentrisch belasteten zurück.

Ein Vergleich mit den Werten der Gruppe I hat wohl nur mit Bezug auf das Mischungsverhältnis einen Wert; es möge deshalb der einfache Hinweis auf diesen Umstand genügen.

Das Lichtbild von Versuch Nr. 99 (Abb. 237) zeigt den schrägen Betonbruch und die sodann nach Eintritt desselben ausgeknickten Winkeleisen, Versuch Nr. 171 den Bruch unter dem Kopf, Versuch Nr. 174 (exzentrisch belastet) Biegungsbruch in der unteren Säulenhälfte (Abb. 239) und Absplitterung am Kopf.

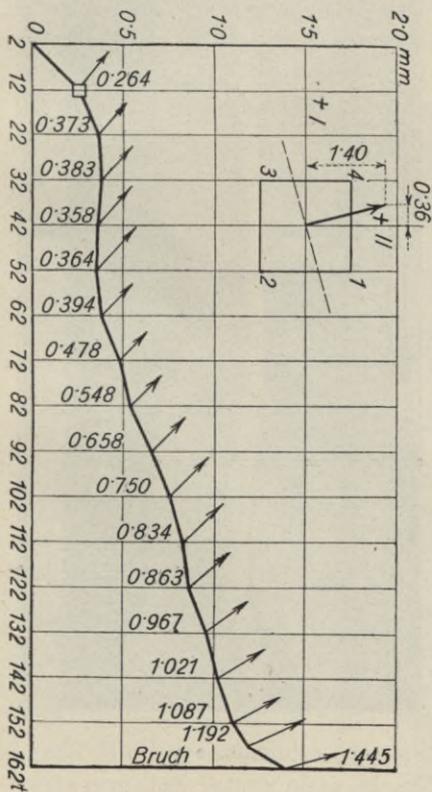


Abb. 236. Vers. 110, Säule IX₂.



Abb. 237.

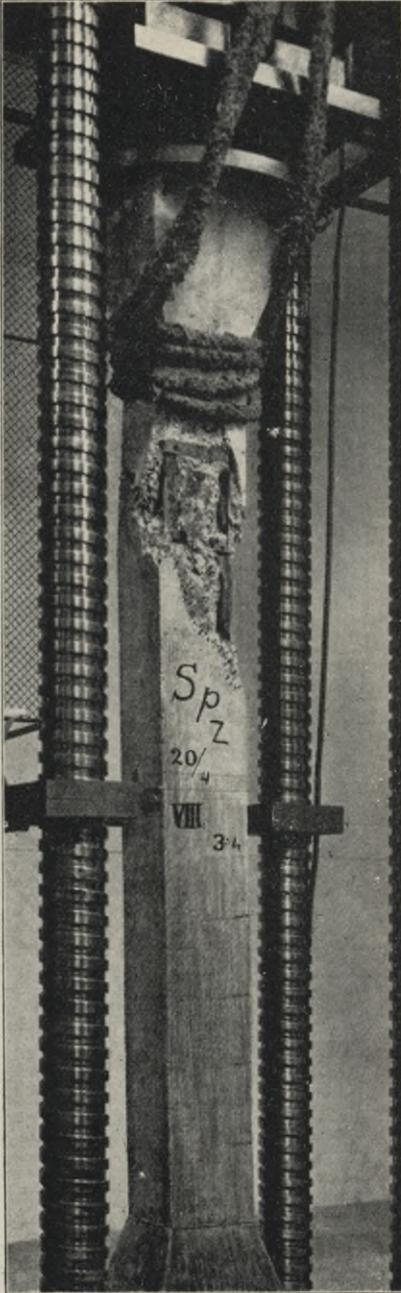


Abb. 238.

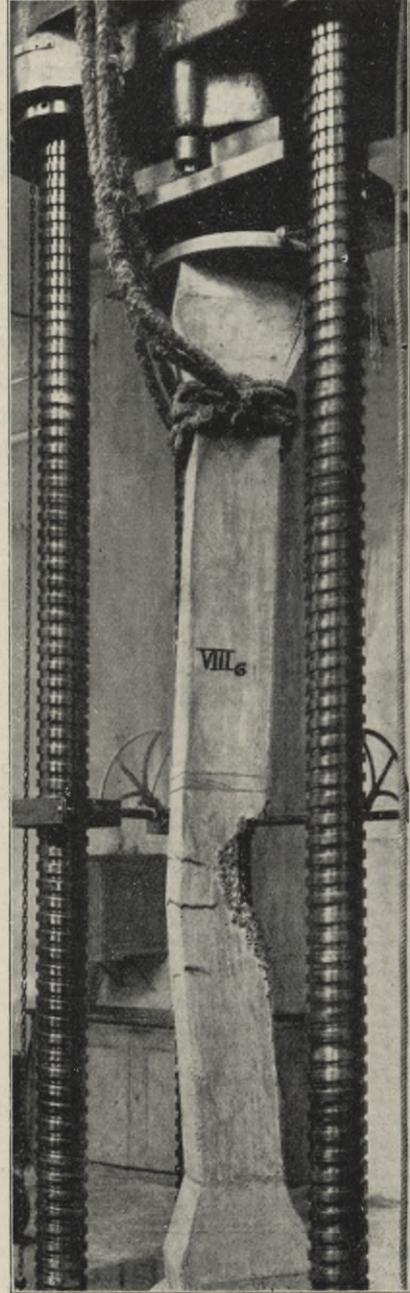


Abb. 239.

Bewehrte Säulen mit abnormaler Lage der Querbewehrung.

Hiezu Tabelle Nr. 26.

Obwohl diese Säulen bereits unter den einzelnen Gruppen, zu welchen sie nach ihrer Bezeichnung gehören, behandelt sind, wurden diese Proben noch in eine gesonderte Zusammenstellung aufgenommen.

Bei der Bauausführung kommt es nämlich des Öfteren vor, daß die Bewehrungsseisen bei der Herstellung der Säulen aus ihrer projektmäßigen Lage nach einwärts gerückt werden und dieselben dann, wenn auch nicht so weit wie in den vorliegenden Versuchen, doch immerhin weiter als gerechnet nach innen zu liegen kommen.

Wie sich aus den Proben ergibt, ist jedoch diesem Umstand (ausgenommen den Fall größerer Exzentrizität) keine Bedeutung beizumessen.

Die aus den einzelnen Versuchsgruppen entnommenen und hier wiedergegebenen Versuche zeigen mit Ausnahme der Versuche Nr. 75 und 76, welche vom frischen September-Zement im Jahre 1909 hergestellt wurden, eine gute Übereinstimmung. Die Ergebnisse sind sogar zeitweilig besser als bei den sonst gleichen Säulen mit normaler Lage der Bewehrung.

Berücksichtigt man, daß die Zusatzspannungen infolge Biegung nicht beträchtlich sind, dagegen beim wachsenden Druck die Querdehnungen ein Absprengen des Betons herbeizuführen suchen, so ist einleuchtend, daß bei abnormaler Lage der Bewehrung die Zusatzspannungen für die Bewehrung geringer werden, wogegen der Widerstand der Betonmasse gegen das Absprengen infolge Vergrößerung der Widerstandsflächen wächst.

Bewehrte Säulen, hergestellt aus Schlackenzementbeton.

Hiezu Tabelle Nr. 27, ferner die Abb. 240 und 241 mit Schaubildern der gebrochenen Säulen.

Hierüber liegen im ganzen 6 Versuche vor.

Die Säulen der Versuche Nr. 47 und 48 (47tägige Erhärtung, Bewehrung 1'29 v. H.) ergaben eine Bruchlast von 131 bzw. 133 kg/cm^2 ; bei $n = 12$ ergibt sich die Betonspannung mit 115 bzw. 116 kg/cm^2 , die Kantenspannung zu 120 kg/cm^2 , die Eisenbeanspruchung zu 1422 bis 1426 kg/cm^2 . Das Resultat muß als mittelgut bezeichnet werden. Die Versuche Nr. 43 und 45 (83 bzw. 87 Tage Erhärtungsdauer, 1'29 v. H. Bewehrung) geben im Mittel eine Bruchlast von 183 kg/cm^2 , eine mittlere Betonbeanspruchung von 164 kg/cm^2 und Kantenpressungen von 155 und 181 kg/cm^2 .

Die Ergebnisse der 4'5 m hohen Versuchskörper Nr. 95 und 97 mit stärkerer Bewehrung (3'15 v. H.) sind geringer als die obigen, obwohl die Erhärtungsdauer 109—110 Tage betrug; jedoch zeigen die Versuche mit Ausnahme des letzterwähnten Umstandes sonst eine gute Übereinstimmung. Die Festigkeitswerte erreichen jedoch nicht einmal die Werte jener Versuche, welche aus dem Portland-Zement vom September 1909 hergestellt wurden.

Tabelle Nr. 26. Bewehrte Säulen mit abnormaler Lage der Längseisen.
 Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule							Höhe Verhältnis: Kleinst. Abm.	Längs-Quer-Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = $\frac{l}{r}$	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung															
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform	Höhe in m		Anzahl Maße mm	v. H.	Anzahl Flacheisen, 2.0 Entfernung in mm			Lagerung	der Säule in Tonnen		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der Bewehrungsstäbe in cm																Entfernung der Eisenstäbe e in cm	Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = $\frac{l}{r}$	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage
38	II ₃	17./VI. 1909	29./VII. 1909	42	Quadrat		4.5	18	4 RE 16	1.29	14/250	zentrisch	Flächen-	142	227	(137) 4.03	14.05	7.52	625	8.04	10	72.36	697	203	32552	3250	35800	—	—	225/181	2150/1910	—	—															
39	II ₄	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	158	251	(157) 3.22	16.73	8.96	"	"	"	"	227	"	"	"	—	—	251/203	2398/2142	—	—																
42	II ₂₁	6./V. 1909	30./VII. 1909	85	"	"	"	"	"	"	"	"	"	212	338	(212) 0.79	15.72	8.44	"	"	8	56.28	681	311	"	2527	35080	—	—	319/303	2520/2456	—	heftiger Schlag															
44	II ₂₂	"	2./VIII. 1909	88	"	"	"	"	"	"	"	"	"	202	326	(202) 1.76	16.00	8.60	"	"	"	"	297	"	"	"	—	—	313/281	2446/2306	—	—																
75	V ₃	10./IX. 1909	16./XII. 1909	97	Sechseck		"	"	6 RE 12	1.25	"	"	"	110.2	203	(107) 1.78	13.50	6.44	541	6.79	"	47.53	588	187	23490	1140	24630	—	—	198/176	1541/1459	267/103	Abfall Würfelproben															
76	V ₄	11./IX. 1909	17./XII. 1909	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	110.2	"	"	14.00	6.50	"	"	"	"	187.5	"	"	"	—	—	"	"	"	"																
3	VI ₈	12./V. 1909	22./VI. 1909	40	"		3.0	12	"	"	"	"	"	142	260	(137) 0.72	14.18	6.78	"	"	10	61.11	602	236	"	1467	24960	—	—	242/230	2388/2332	—	—															
4	VI ₇	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	137	252	(137) 0.43	13.22	6.31	"	"	"	"	228	"	"	"	—	—	231/225	2295/2265	—	—																
118	VI ₈	4./XII. 1909	9./II. 1910	67	"		"	"	"	"	"	"	"	152	280	(147) 1.45	14.48	6.88	"	"	8.5	50.92	592	257	"	1222	24715	—	—	270/244	2232/2128	322/65	—															
119	VI ₇	"	10./II. 1910	68	"	"	"	"	"	"	"	"	"	157	290	(157) 1.11	12.50	5.97	"	"	"	"	265	"	"	"	—	—	274/256	2286/2214	"	—																
70	IV ₈	2./IX. 1909	14./XII. 1909	103	"	"	"	"	6 RE 19	3.15	"	"	"	175	322	(172) 0.92	14.43	6.67	"	17.02	8	119	660	"	"	2576	26070	—	—	"	2153/2087	359/104	—															
71	IV ₇	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	168.5	309	(167) 0.84	"	6.65	"	"	"	"	255	"	"	"	—	—	263/247	2070/2010	"	—																

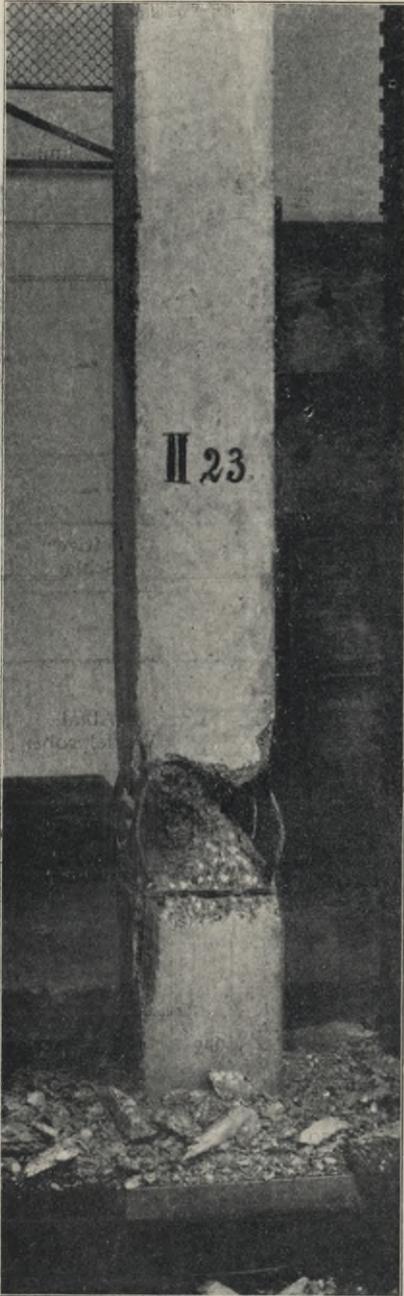


Abb. 240.

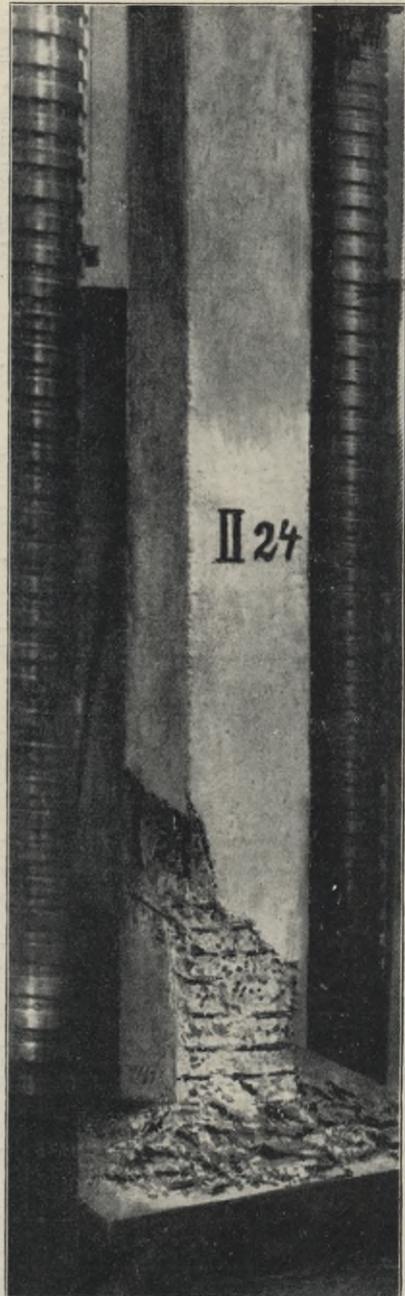


Abb. 241.

Bewehrte Säulen zentrisch und exzentrisch belastet, mit „Spitzenlagerung“.

In ähnlicher Weise wie die Versuchsergebnisse der Säulen mit abnormaler Lage der Längsbewehrung, obwohl schon in den einzelnen Gruppen angeführt, der Unübersichtlichkeit wegen gesondert noch einmal zusammengestellt wurden, ist das auch mit den Versuchsergebnissen der zentrisch und exzentrisch belasteten Säulen geschehen und zwar sind in den Tabellen Nr. 28 die Versuche mit fetterer Betonmischung (420 kg/cm^3) und stärkerer Bewehrung, ferner in Tabelle Nr. 29 die Versuche mit magerer Betonmischung (250 kg/cm^3) und schwächerer Bewehrung zusammengefaßt.

Die Tabellen sind so geordnet, daß zuerst die bei zentrischer und sodann die bei exzentrischer Belastung erhaltenen Ergebnisse angeführt erscheinen. Die Lichtbilder sind bei den einzelnen Gruppen ersichtlich gemacht.

Die Vergleiche müssen nach mannigfachen Gesichtspunkten durchgeführt werden, weil Form, Fläche, Längs- und Querbewehrung, Höhe, Alter und Zementqualität in Betracht zu ziehen sind, außerdem der Umstand, ob zentrisch oder exzentrisch belastet.

Die Versuche Nr. 7 und 8, mit zentrischer und Nr. 9 und 10 mit exzentrischer Belastung bei Säulen von gleicher Höhe, Querschnitt, Bewehrung und Erhärtungsdauer zeigen einen beträchtlichen Unterschied in der Höhe der Bruchlast infolge der Belastungsart.

Die Versuche Nr. 151 und 152 (zentrisch belastet), Nr. 153 und 154 (exzentrisch belastet) zeigen bei längerer Erhärtungsdauer das gleiche Verhältnis noch ausgeprägter.

Die Zunahme der Tragfähigkeit ergibt sich aus dem Vergleich der Lasten der Versuche Nr. 7 und 8 gegen Nr. 151 und 152 und Versuch Nr. 9 und 10 gegen Nr. 153 und 154.

Aus dem Vergleich der Versuche Nr. 52 und 53 mit den Versuchen Nr. 54 und 55, gleiche Höhe, gleicher Querschnitt, gleiche Erhärtungsdauer, ergibt sich, daß der Einfluß der Exzentrizität ganz bedeutend ist; die Bruchlast der exzentrisch belasteten Säulen beträgt im Mittel nur 65 v. H. der zentrisch belasteten.

Beim Vergleich der Versuche Nr. 159 und 160 (zentrisch) mit den Versuchen Nr. 165 und 166 (exzentrisch) von größerer Schlankheit beträgt die Bruchlast der exzentrisch belasteten im Mittel nur ca. 50 v. H. von jener der zentrisch belasteten Säulen.

In Vergleich können weiters gezogen werden: die Versuche Nr. 15 und 18 mit den Versuchen Nr. 155 und 157 (alle mit zentrischer Last) und zeigen letztere eine Zunahme an Tragfähigkeit von ca. 12 v. H.

Der Vergleich von Versuch 16 und 17 gegen Nr. 156 und 158 (alle mit exzentrischer Last) ergibt eine Tragfähigkeitszunahme von ca. 11 v. H.

Tabelle Nr. 27. Bewehrte Säulen aus Schlackenzementbeton, 4,50 m hoch.
 Betonmischung 420 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Verhältnis: Höhe kleinst. Abm.	Längs- Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung															
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Anzahl RE. 7 mm			Entfernung in mm	der Säule in Tonnen		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der gewaptesten Bewehrung von Eisenfasern in cm																Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenspannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung
47	II ₁₇ S	18./VI. 1909	4./VIII. 1909	47	Quadrat		18	4	1'29	14	250	zentrisch	Flächen	82	131	(77) 1'31	17'45	13'81	625	8'04	12	88'44	713	115	32552	8668	41220	7'1	63'5	120 110	1422 1337	—	bricht sanft 3/4 m unter dem Kopf. Druckerscheinung														
48	II ₁₈ S	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	83	133	(82) 1'13	15'99	12'66	"	"	"	"	116	"	"	"	"	"	120 112	1426 1358	—	bricht sanft 1 m von unten. Druckerscheinung															
43	II ₂₃ S	8./V. 1909	30./VII. 1909	83	"	"	"	"	"	"	"	"	"	107	170	(107) 0'50	14'74	11'68	"	"	10	72'36	697	153	"	7092	39645	7'5	60	155 151	1546 1514	*)	bricht sanft 1/2 m von unten auf Druck. Lichtbild														
45	II ₂₄ S	"	3./VIII. 1909	87	"	"	"	"	"	"	"	"	"	122	195	(122) 1'42	13'99	11'08	"	"	"	"	175	"	"	"	"	"	181 169	1798 1702	*)	Zerstörung oberhalb der Fußwicklg. Lichtbild															
95	V ₁₁ S	1./X. 1909	18./I. 1910	109	Sechseck		"	6	3'15	"	"	"	"	87	160	(82) 6'12	13'74	9'28	541	17'02	"	153	694	125	23493	7200	30700	6'65	68	149 101	1414 1092	*) 151 127 139 111	1/2 m unter der Mitte zerstört. Druckerscheinung														
97	V ₁₂ S	"	19./I. 1910	110	"	"	"	"	"	"	"	"	"	92	170	(87) 3'63	14'30	9'40	"	"	"	"	132	"	"	"	"	"	148 116	1422 1218	*)	knickt 1/2 m unter dem Kopfe aus															

*) Aus den Versuchen Nr. 95 und Nr. 97 ergibt sich mit Bezug auf die Ergebnisse der Würfelpföben das schlechte Entsprechen des angenommenen Wertes von „n“. Bei einer Neuberechnung wäre n = 11 zu setzen, das Gleiche gilt bei Versuch Nr. 43 und Nr. 44, wo n = 11 bis n = 11'5 richtigere Schlußwerte ergeben dürfte. Mangels an Untersuchungen über die Deformation des Betons aus Schlackenzement fehlen eben sichere Anhaltspunkte für die Bewertung von „n“.

Vergleicht man Versuch Nr. 15 und 18 (zentrisch) mit Nr. 16 und 17 (exzentrisch), so haben die letzteren im Mittel nur ca. 49 v. H. der Tragfähigkeit der ersteren.

Beim Versuche Nr. 171 und 172 (zentrisch) mit 173 und 174 (exzentrisch) von gleicher Erhärtungsdauer ergeben sich die Bruchlasten der exzentrisch belasteten mit ca. 76 v. H. jener der zentrisch belasteten; hält man diesen vier Versuchen die Versuche Nr. 52 und 53 (zentrisch), sowie Nr. 54 und 55 (exzentrisch) entgegen, so ergibt sich insbesondere aus dem Vergleich der gerechneten Rundspannungen von Nr. 52 und 53 gegen Nr. 171 und 172 und mit Rücksicht auf die Erhärtungsdauer, daß die Rundeiseneinlage der Profileiseneinlage gegenüber vorzuziehen sein würde.

Die Spitzenlagerung ergibt gegenüber der Flächenlagerung weitaus geringere Bruchlasten; der Fall einer Spitzenlagerung dürfte jedoch in der Bauausführung nur in sehr beschränktem Umfange vorkommen, weshalb diese Versuche mehr von theoretischem Interesse sind.

Schlußfolgerungen.

Insoweit das vorliegende Versuchsmaterial in Betracht kommt, lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

I. Die Ergebnisse weisen darauf hin, daß sich von den angewendeten Betonmischungsverhältnissen jenes mit 420 kg/m^3 sowohl bezüglich der Sicherheit als auch bezüglich der Ökonomie am besten zur Herstellung der Eisenbetonsäulen eignet.

Aus einem Vergleiche der Tabellen Nr. 12, Gruppe Ia, Versuche Nr. 32, 33, 34 und 35, Längsbewehrung 129 v. H. und Tabelle Nr. 13, Versuche Nr. 58a, 59, 60, 61 und 62 von gleicher Höhe und Bewehrung geht dies unzweifelhaft hervor.

Trotzdem die mit magerem Beton hergestellten Säulen eine längere Erhärtungsdauer hatten, sind die Probeergebnisse bedeutend ungünstiger.

Die Säulen, Gruppe Ia, Betonmischung 420 kg/m^3 , ergeben eine durchschnittliche Bruchfestigkeit von 300 kg/cm^2 nach 91 Tagen, bei denen der Gruppe Ib, Betonmischung 250 kg/m^3 , ist diese Ziffer nach 107 Tagen rund 155 kg/cm^2 . Das Längsbewehrungseisen wird bei Gruppe Ia bis rund zirka 2400 kg/cm^2 ausgenützt, dagegen nützt Gruppe Ib mit Mischung 250 kg/m^3 nur etwa 1850 kg/cm^2 der Längsbewehrung aus. Es ergibt sich demnach eine Ausnützung bis zur Grenze der Möglichkeit bloß bei der fetteren Mischung, während bei der mageren Mischung die frühzeitig eintretende Zerstörung des Betons, eine solche Ausnützung des Eisens bis zur Grenze im Verbundkörper nicht gestattet.

Tabelle Nr. 28. Bewehrte, zentrisch und exzentrisch belastete, mit Spitzenlagerung geprüfte Säulen.
 Betonmischung 420 kg/m³. a) Zentrische Belastung. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Höhe Verhältnis: kleinst. Abm.	Längs- Bewehrung		Quer- Bewehrung	Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größe Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für μ	$(n-1)$ fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	$\frac{l}{r}$	Betonspannung in kg/cm ²	Eisen spannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Höhe in m	Anzahl Durchmesser mm				v. H.	Arzahl R.E. 7 mm Entfernung bezugsweise R.E. und Ganghöhe		der Säule in Tonnen	pro kg/cm ² Säulenquerschnitt																Entfernung der gespannten Betonfasern e in cm
52	II ₉	26./V. 1909	6./VIII. 1909	71	Quadrat 25 X 25		4'50	18	4 R.E. 25	3'14	14/250	zentrisch	Spl.	167	267	(162) 7'35	17'66	13'36	625	19'63	8'5	147	772	216	32552	13147	45700	7'7	58'5	263/169	2143/1527	348/71	Knickt plötzlich aus. Lichtbild
53	II ₁₀	27./V. 1909	"	70	"		"	"	"	"	"	"	"	177	283	(177) 6'2	17'55	13'27	"	"	"	"	229	"	"	"	"	"	270/188	2218/1682	"	Lichtbild	
159	V ₈	14./IV. 1910	21./VII. 1910	98	Sechseck		"	"	6 R.E. 19	3'15	14/250	"	"	154	282	(152) 5'38	14'24	9'62	541	17'02	8	119'14	660	223	23493	5600	29100	6'6	68	274/192	2084/1644	296/99	Lichtbild
160	V ₇	"	"	"	"		"	"	"	"	"	"	"	152	278	(156) 12'16	14'38	9'72	"	"	"	"	230	"	"	"	"	"	321/149	2334/1346	"	—	
7	VI ₁₁	13./V. 1909	24./VI. 1909	41	"		3'00	12	"	"	6/50	"	"	137	252	(137) 1'37	14'00	9'46	"	"	10	153	694	197'5	"	7200	30700	6'64	45'3	206/189	2033/19'7	—	—
8	VI ₁₂	14./V. 1909	"	40	"		"	"	"	"	"	"	"	152	278	(152) 1'93	14'17	9'57	"	"	"	"	219	"	"	"	"	"	233/205	2282/2098	—	142 l Knistern, bei 152 l erst lebhaftes Knistern dann Bruch. Lichtbild	
151	VI ₁₁	22./IV. 1910	20./VI. 1910	59	"		"	"	"	"	"	"	"	167	308	(162) 2'72	14'00	9'47	"	"	8'5	127	668	250	"	6000	29500	6'63	"	272/228	2249/2001	308/61	Lichtbild
152	VI ₁₂	"	21./VI. 1910	60	"		"	"	"	"	"	"	"	157	290	(152) 2'99	14'05	9'51	"	"	"	"	235	"	"	"	"	"	257/213	2129/1871	"	—	
15	VII ₁₂	21./V. 1909	2./VII. 1909	41	"		4'50	"	"	"	8/100	"	"	130	240	(127) 4'01	14'19	9'59	"	"	10	153	694	188	"	7200	30700	6'64	68	212/164	2042/1718	254/42	Lichtbild
18	VII ₁₁	"	5./VII. 1909	44	"		"	"	"	"	"	"	"	136	250	(132) 6'75	13'98	9'45	"	"	"	"	196	"	"	"	"	"	238/154	2243/1677	"	Lichtbild	
155	VII ₁₁	27./IV. 1910	22./VI. 1910	56	"		"	"	"	"	6/50	"	"	157	290	(157) 5'38	12'51	8'45	"	"	8'5	127	668	235	"	6000	29500	6'63	"	271/199	2206/1794	307/57	—
157	VII ₁₂	"	"	"	"		"	"	"	"	"	"	"	139	256	(127) 7'78	14'36	9'70	"	"	"	"	208	"	"	"	"	"	261/155	2072/2406	"	—	
171	VIII ₃	20./IV. 1910	15./IX. 1910	148	Quadrat		3'00	12	40 X 40 / 6 mm	2'84	8/250	"	"	177	282	(172) 2'02	16'00	12'26	625	17'16	8	124'32	749	236	32552	11410	43962	7'6	39'5	249/223	1968/1812	342/148	—
172	VIII ₄	"	"	"	"		"	"	"	"	"	"	"	192	307	(192) 2'96	16'54	12'7	"	"	"	"	256'5	"	"	"	"	"	280/232	2198/1902	"	—	

Tabelle Nr. 28. Fortsetzung.

b) exzentrische Belastung.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Höhe in m	Höhe Verhältnis: kleinst. Abm.	Längs-Quer-Bewehrung			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	(n-1) fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der (n-1) fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge Trägheitsradius = l/r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenpannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung	
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform			Anzahl Durchmesser mm	v. H.	Entfernung zwischen Bewehrungsstäben in mm			Belastungsart	der Säule in Tonnen		pro kg/cm ² Säulenquerschnitt	Entfernung der gestrichelten Betonfasern in cm																Entfernung der Eisenfasern in cm
54	II ₁₁	27./IV. 1909	6./VIII. 1909	70	Quadrat		4'50	18	4 RE 25	3'14	14/250	5 cm exz.	Spl.	117	187	(117) 19'1	12'51	9'49	625	19'63	9	157	782	148	32552	14024	46580	7'7	58'5	365/69	2812/148	—	knickt nach ca. 1/2' in der Mitte aus	
55	II ₁₂	28./IV. 1909	7./VIII. 1909	70	"		"	"	"	"	"	"	"	107'6	170	(107) 20'1	13'42	10'14	"	"	"	"	"	137	"	"	"	"	"	344/69	2643/167	300/57	" Lichtbild	
165	V _{9a}	14./IV. 1910	22./VII. 1910	99	Sechseck		"	"	6 RE 19	3'15	"	"	"	77	142	(72) 19'36	14'41	9'74	541	17'02	"	136'16	677	113'5	23493	6400	29900	6'6	68	370/144	2578/436	296/99	Lichtbild	
166	V _{10a}	15./IV. 1910	"	98	"		"	"	"	"	"	"	"	"	"	(72) 19'44	14'05	9'5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	363/137	2552/508	278/98	Lichtbild	
9	VI ₁₄	14./IV. 1909	25./VI. 1909	41	"		3'00	12	"	"	6/50	"	"	94'7	175	(92) 10'86	14'36	9'71	"	"	11	170	711	133	"	8000	31500	6'64	45'3	350/84	3078/252	—	Lichtbild	
10	VI ₁₃	"	"	"	"		"	"	"	"	"	"	"	92	170	(92) 11'56	13'24	8'95	"	"	"	"	"	129'5	"	"	"	"	"	367/107	3190/340	—	Lichtbild	
153	VI ₁₃	22./IV. 1910	21./VI. 1910	60	"		"	"	"	"	"	"	"	90'8	168	(82) 8'63	14'33	9'69	"	"	9	136	677	134'5	"	6400	29900	6'63	"	388/120	2756/334	308/61	—	
154	VI ₁₄	23./IV. 1910	22./VI. 1910	"	"		"	"	"	"	"	"	"	82	151	(82) 12'08	14'42	9'75	"	"	"	"	"	121	"	"	"	"	"	336/124	2580/400	312/60	Lichtbild	
16	VII ₁₃	22./V. 1909	2./VII. 1909	40	"		4'50	"	"	"	8/100	"	"	65	120	(65) 30'84	13'20	8'92	"	"	11	170	711	91'5	"	8000	31500	6'64	68	322/128	2652/628	—	Lichtbild	
17	VII ₁₄	"	3./VII. 1909	41	"		"	"	"	"	"	"	"	"	"	(65) 24'75	14'34	9'69	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	302/118	2647/623	—	—	
156	VII ₁₃	28./IV. 1910	23./VI. 1910	56	"		"	"	"	"	6/50	"	"	72	133	(72) 28'04	14'37	9'71	"	"	9	136	677	106'5	"	6400	29900	6'63	"	378/162	2607/682	306/56	—	
158	VII ₁₄	"	24./VI. 1910	57	"		"	"	"	"	"	"	"	72	133	(72) 19'76	14'11	9'74	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	346/130	2424/480	56	Lichtbild	
173	VIII ₅	20./IV. 1910	16./IX. 1910	149	Quadrat		3'00	12	40 x 10/6 mm	2'84	8/250	"	"	117	187	(112) 6'75	12'99	9'95	625	17'16	10	159'84	785	149	32552	14670	47220	7'75	38'7	325/27	2838/42	342/148	—	
174	VIII ₆	"	"	"	"		"	"	"	"	"	"	"	124	199	(122) 10'40	14'55	11'15	"	"	"	"	"	158	"	"	"	"	"	373/57	3285/125	—	—	

2. Die Bewehrungen, insbesondere die Längsbewehrungen, wirken ohne Rücksicht auf den Prozentsatz der Bewehrung vollkommen gleichartig mit; für das Maß der Mitwirkung ist hauptsächlich die Eigenschaft des verwendeten Zementes sowie das Alter des Betons maßgebend. Dieses Maß, das durch die Zahl $n = E_e : E_b$ charakterisiert ist, wird mit zunehmendem Alter des Betons kleiner.

Die Zahl „ n “ ist für verschiedene Belastungsstufen veränderlich, wie dies dem Charakter des Betons bezüglich seiner Formänderung bei Druckbeanspruchungen entspricht. Für die normalen Belastungen bis 50 kg/cm^2 Druck im Beton kann $n = 13$ bis $n = 15$ gesetzt werden, bei höheren Beanspruchungen wird „ n “ jedoch kleiner. Die mehrfach aufgestellte Behauptung, daß bei einem Querschnitte der Längsbewehrung von mehr als 2 v. H. der Betonfläche das Eisen nicht mehr in gleicher Weise wie bei niedrigerem Bewehrungsprozent zur Mitwirkung komme, ist, abgesehen davon, daß dieselbe dem Grundgesetze des Verbundes widerspricht, durch die durchgeführten Proben nicht erweislich; es geht im Gegenteil daraus hervor, daß die erwähnte Mitwirkung von der Höhe des Bewehrungsprozentes nicht abhängig ist.

Hiezu verweise ich z. B. auf die Ergebnisse von Tabelle 12; hier kommen die Versuche Nr. 32, 33, 34 und 35 mit gleichem Querschnitt, gleicher Höhe und derselben Erhärtungsdauer, mit 1·29 v. H. Bewehrung gegenüber den Ergebnissen der Versuche Nr. 36 und 37 zum Vergleich, welche letztere lediglich durch ihre Bewehrung mit 3·14 v. H. sich von den erstgenannten unterscheiden.

Der Mittelwert der Bruchlast für die 4 Versuche Nr. 32—35 ergibt sich mit 204·2 Tonnen, jener für die Versuche Nr. 36 und 37 mit 230·3 Tonnen. Ein ähnliches Ergebnis liefert endlich auch die Gruppe IV auf Tabelle 16. Die Versuche Nr. 67 und 68, mit einer Bewehrung von 1·25 v. H., haben eine Bruchlast im Mittel von 123 Tonnen, die Versuche Nr. 65 und 69, mit 3·15 v. H. Bewehrung, eine von 172 Tonnen im Mittel, und schließlich die Säulenversuche Nr. 70 und 71, mit 3·15 v. H. Bewehrung mit abnormaler Lage, eine mittlere Bruchlast von 171·8 t ergeben.

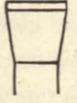
Die Ergebnisse der Tabelle 17 können wegen der verschiedenen Zementqualitäten nicht gut herangezogen werden.

Die Versuche Nr. 5 und 6, 40 Tage Erhärtungsdauer, mit 3·15 v. H. Bewehrung von Tabelle 19 haben eine mittlere Bruchlast von 158·4 t, während die Versuche Nr. 23 und 24 mit 1·25 v. H. Bewehrung von Tabelle 18 bei 14 tägiger Erhärtung, eine mittlere Bruchlast von 138·4 Tonnen aufweisen; der Einfluß der stärkeren Bewehrung ist sonach zweifellos festgestellt.*)

Bezüglich der Lage der Längsbewehrung ist bei dem Umstande, daß die Mehrzahl der betreffenden Säulen durch reinen Druck zerstört wurden, folgendes festzustellen:

*) Weiteres derartiges Tatsachenmaterial aus anderweitigen Versuchen zusammengestellt, zur Erhärtung obiger Darlegungen, wird demnächst in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ veröffentlicht werden.

Tabelle Nr. 29. Bewehrte, zentrisch und exzentrisch belastete, mit Spitzenlagerung geprobte Säulen, 3,00 m hoch.
 Betonmischung 250 kg/m³. — Ergebnisse der Proben.

Durchgeführter Versuch Nr.	der Säule						Verhältnis: Höhe kleinat. Abm.	Längs-Quer-			Belastungsart	Lagerung	Bruchlast		Größte Ausbiegung in der Säulenmitte in mm	von der Schwerachse		Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	$(n-1)$ fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenpannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung																
	Bezeichnung	Tag der Herstellung	Tag der Probe	Alter in Tagen	Querschnittsform	Kopfform		Bewehrung					der Säule in Tonnen	pro kg/cm ³ Säulenquerschnitt		Entfernung der gespannten Bewehrung e in cm	Entfernung der Eisenfaser e' in cm																	Betonfläche und einfache Eisenfläche in cm ²	Eisenfläche in cm ²	Wert für n	$(n-1)$ fache Eisenfläche in cm ²	Ideelle Querschnittsfläche in cm ²	Bruchfestigkeit in kg/cm ²	Trägheitsmoment der Beton- und einfachen Eisenfläche in cm ⁴	Trägheitsmoment der $(n-1)$ fachen Eisenfläche in cm ⁴	Ideelles Gesamtträgheitsmoment in cm ⁴	Trägheitsradius r in cm	Länge l	Trägheitsradius r	Betonspannung in kg/cm ²	Eisenpannung in kg/cm ²	Würfelfestigkeit kg/cm ² Tage	Anmerkung
								Anzahl	Durchmesser mm	v. H.																																							
162	I _{13a}	12./IV. 1910	19./VII. 1910	98	Quadrat 25 × 25		12	4	RE	1'29	8	250	z.	Spl.	132	210	(127) 11'19	13	13'84	11'00	625	8'04	12	88'44	713	185	32552	8668	41220	7'6	39'5	190 180	2270 2170	225 99	—														
161	I _{14a}	"	19./VII. 1910	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	137	219	(137) 2'83	14'26	11'40	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	206 187	2433 2175		—															
164	I _{15a}	"	20./VII. 1910	99	"	"	"	"	"	"	5 cm exz.	"	"	82	131	8'182	13'11	10'39	"	"	11	80'40	705	116'5	"	7880	40430	7'55	39'8	258 —26	2590 —30	256 99	—																
163	I _{16a}	15./IV. 1910	"	96	"	"	"	"	"	"	"	"	"	92	147	(87) 7'394	13'36	10'58	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	304 —44	2950 —90	253 98	—																

Die Versuche Nr. 38 und 39, 42 Tage alt, mit 1·29 v. H. Bewehrung mit abnormaler Lage, hatten eine Bruchlast im Mittel von 150 Tonnen, die entsprechenden Versuche Nr. 25, 26, 46 und 49 hatten bei 47 tägiger Erhärtungsdauer, mit 1·29 v. H. Bewehrung und normaler Lage der Bewehrung, im Mittel eine Bruchlast von 144·5 Tonnen.

Die Versuche Nr. 42 und 44, 85—88 Tage Erhärtungsdauer, mit 1·29 v. H. Bewehrung in abnormaler Lage, hatten im Mittel eine Bruchlast von 207 *t*, während die Versuche Nr. 40—41, 85 Tage Erhärtungsdauer, mit 1·29 v. H. Bewehrung in normaler Lage, im Mittel eine Bruchlast von 195 Tonnen hatten. Es ergibt sich hieraus, daß die Versuche mit abnormaler Lage der Längsbewehrung zum Teil bessere Resultate lieferten, weil infolge der stärkeren Umhüllung des Eisens mit Beton die Querdehnung des Eisens wegen Vorhandenseins eines größeren Widerstandes erst bei einer höheren Laststufe zur Wirksamkeit kommen konnte.

Ähnliche Ergebnisse zeigt der Vergleich der Bruchlasten der Versuche Nr. 3 und 4 mit den Versuchen Nr. 23 und 24.

3. Anzahl und Stärke der Querbewehrungen haben einen Einfluß auf die Tragfähigkeit, doch genügen die im Bauwesen üblichen Anordnungen. Bewehrungen, welche um mehr als die Seitenlänge des Querschnittes voneinander abstehen, lassen einen Abfall in der Säulenfestigkeit erkennen.

Der Einfluß einer geringeren oder stärkeren Querbewehrung (bezw. Entfernung der Bügel) zeigt sich aus der Gegenüberstellung der in Tabelle 14 verzeichneten Versuche Nr. 50 und 51, bei 250 *mm* Bügelentfernung, mit einer Bruchlast im Mittel von 184·5 *t* und der Versuche Nr. 56 und 57, mit einer Bügelentfernung von 375 *mm* und einer Bruchlast im Mittel von 170·5 Tonnen.

Sehr deutlich zeigt sich, wie aus der Zusammenstellung in Tabelle Nr. 22 hervorgeht, der Einfluß der verschiedenen starken, spiralartigen Querbewehrungen, welcher sowohl durch die Ganghöhe, als auch durch die Stärke des Umschnürungseisens bedingt ist. — Kleinere Ganghöhen oder stärkeres Umschnürungseisen, beziehungsweise beides ergeben höhere Bruchlasten.

Selbstverständlich kommt noch die Qualität des Umschnürungseisens, beziehungsweise seine Zugfestigkeit in Betracht, welche bei den verschiedenen verwendeten Stärken eine verschiedene war.

Ein Vergleich der Probeergebnisse von vollkommen unbewehrten Säulen (Tabelle 10) mit den Probeergebnissen von Säulen, welche nur eine Querbewehrung (Tabelle 11) hatten, ist mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der Erhärtungsdauer nicht tunlich. Dagegen zeigt ein Vergleich des Versuches Nr. 20 mit 27 von Tabelle 11 einen bedeutenden Unterschied.

Trotz der kleineren Ganghöhe der Querbewehrung hat Säule Versuch Nr. 27 weniger getragen als Säule Versuch Nr. 20. Die Ursache dieses Unterschiedes liegt hauptsächlich in der Verschiedenheit der Erhärtungsdauer dieser Säulen.

4. Bei einem Mischungsverhältnis 420 kg/m^3 und einem Alter des Betons von 3 Monaten werden die Grenzwerte der Festigkeit im Verbundkörper von beiden Materialien Beton und Eisen ziemlich gleichzeitig erreicht, d. h. wenn der Beton bis zur Grenze seiner Druckfestigkeit beansprucht ist, wird die Querdehnung im gedrückten Eisen bereits so groß, daß dieselbe ihre zerstörende Wirkung auf den Beton geltend macht.

5. Bei größerem Alter des Betons ist die Querdehnung des Eisens der Anlaß zur Zerstörung des Verbundes u. zw. tritt diese Wirkung bei stärkerem Eisen früher ein.

6. Der Hauptsache nach hängt die Tragfähigkeit der Säule von der Güte des Betons, beziehungsweise auch von der Güte des Zementes ab.

Diese altbekannte Tatsache hat sowohl durch die Ergebnisse der Würfelproben, als auch durch die der Säulenproben neuerlich eine Bestätigung erfahren. Der Abfall im Druckwiderstand bei den Würfelproben zeigte sich auch in der Abnahme der Tragfähigkeit der aus solchem Beton hergestellten Säulen. Der längeren Erhärtungsdauer entspricht eine größere Bruchlast der Säule.

7. Bei den üblichen Ausmaßen der Ausführung in der Praxis tritt in normalen Fällen Knickung nicht ein; bei den Versuchen erfolgte die Zerstörung zumeist infolge Überwindung der Druckfestigkeit des Betons oder infolge Querdehnung des Eisens, welche zur Zerstörung des Betons Anlaß gab.

Selbst bei den Versuchen mit $7,00 \text{ m}$ hohen Säulen Gruppe III, Tabelle 15, konnte ein Ausknicken nicht beobachtet werden, obwohl das Verhältnis der Länge zum Trägheitsradius ungefähr 90 beträgt. Die Säulen wurden hauptsächlich durch achsialen Druck bei gleichzeitiger Biegung zerstört. Die größte Ausbiegung betrug bei Säule Nr. 169 dieser Gruppe ungefähr 11 mm und die größten Beanspruchungen (Kantenpressungen) waren bei einer Last von $209,5$ Tonnen im Beton 358 kg/cm^2 , im Eisen 2870 kg/cm^2 . Die Festigkeit des zugehörigen Würfels ergab sich mit 361 kg/cm^2 , nach derselben Erhärtungsdauer von 65 Tagen, welche auch die Säule hatte. Bei Berechnung der Zusatzspannung infolge Biegung waren nur die Ausbiegungen bei der Laststufe von 207 Tonnen berücksichtigt worden.

Lediglich einige Versuche mit Spitzenlagerung, Säulen $4,50 \text{ m}$ hoch, aus Gruppe II, Tabelle 14, könnten als Knickversuche aufgefaßt werden, doch waren die Materialbeanspruchungen auf Druck vor dem Bruch auch bei diesen schon so groß, daß es unentschieden bleiben muß, ob eine „Knickung“ eingetreten ist oder nicht.

8. Bezüglich des Einflusses der Säulenhöhe ergibt sich aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse der Säulenversuche von Gruppe III, $7,00 \text{ m}$ hoch, aus Tabelle 15, mit den Ergebnissen jener der Gruppe Ia von Tabelle 12, $3,00 \text{ m}$ Höhe, ein Verhältnis — bei Berücksichtigung der Erhärtungsdauer (die $3,00 \text{ m}$ Säulen sind 91 Tage, die $7,00 \text{ m}$ hohen dagegen bloß 65—70 Tage alt

gewesen) — daß man füglich die besseren Ergebnisse nicht so sehr der geringen Höhe, als vielmehr der längeren Erhärtungsdauer zuschreiben muß; wie viel wohl auf Rechnung der Höhe oder der Erhärtungsdauer zu setzen ist, kann höchstens schätzungsweise angenommen werden.

Aus dem Gegenüberstellen der Ergebnisse der 3·00 *m* hohen (Versuche Nr. 32 und 33 von Tabelle 12) und der 4·50 *m* hohen Säulen (Versuche Nr. 40 und 41 aus Gruppe II) ersieht man einen Unterschied in der Bruchlast, im Mittel um 5 Tonnen zu Gunsten der 3·00 *m* hohen Säulen, welche letztere aber auch um 6 Tage älter waren.

9. Die Versuche mit zentrischer und exzentrischer Belastung bei Spitzenlagerung ergeben die bei Biegeversuchen auftretenden Erscheinungen.

Die der Schwerachse (mit Bezug auf die Biegungsebene) zunächst liegenden Fasern nehmen weitaus mehr Druck auf, als ihnen laut Rechnung (unter der Annahme der Gültigkeit des Hookschen Gesetzes) zukommen würde, und es liefert daher bei starken Ausbiegungen, welche bei den Versuchen mit Spitzenlagerungen auftreten, die gewöhnliche Berechnungsmethode keine richtigen Spannungswerte; man müßte, um auf annähernd richtige Resultate zu kommen, mit verzerrten Querschnitten rechnen — die in den Tabellen gerechneten Spannungswerte sind also ganz sicher zu hoch — und diese Werte dienen bloß in der eigenen Gruppe der mit Spitzenlagerung durchgeführten Versuche sowohl mit zentrischer als insbesondere mit exzentrischer Belastung lediglich als Vergleichswerte.

Bei quadratischen Säulen, 250 kg/m^3 Zement, Bewehrung 1·29 v. H., 98 Tage Erhärtungsdauer, verhalten sich die Bruchlasten der exzentrisch und zentrisch mit Spitzenlagerung belasteten Säulen, bei einer Höhe von 3·00 *m*, wie 87 : 134·5; bei quadratischen Säulen, 420 kg/m^3 Zement, Bewehrung 3·14 v. H., 70 Tage Erhärtungsdauer, 4·5 *m* Höhe ist das Verhältnis der Bruchlast der exzentrischen zur zentrischen Spitzenlagerung wie 113 : 172, hingegen die Bruchlast bei Flächenlagerung 185 Tonnen aus den Versuchen Nr. 50 und 51, Tabelle 14.

Bei anderen Säulen (sechseckiger Querschnitt, 98 Tage Erhärtungsdauer mit 3·15 v. H. Bewehrung, 4·50 *m* Höhe, 420 kg/m^3 Zement), ergaben sich folgende Bruchlasten: Exzentrische Spitzenlagerung: 77 Tonnen, zentrische Spitzenlagerung: 153 Tonnen, Flächenlagerung: 139 Tonnen; bezüglich des letzteren Ergebnisses (für welches sonst gleiche Grundlagen gegeben sind) verweise ich darauf, daß die Säulen mit Flächenlagerung, die im September 1909 hergestellt wurden, einen Festigkeitsabfall aufweisen (zu einer Zeit, da auch die Würfelproben einen Abfall in der Festigkeit zeigen); eine einwandfreie Vergleichsbasis für den Vergleich der Flächenlagerung mit der Spitzenlagerung fehlt sonach.

Aus diesem Falle ergibt sich aber die Folgerung, daß die Tragfähigkeit der Säule weitaus am meisten von der Qualität des Zementes abhängt.

Vergleich der Versuchsergebnisse mit den zulässigen Belastungen nach der Verordnung des k. k. österr. Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 15. Juni 1911.¹⁾

Bezeichnung	Art, Querschnitt, Mischung, Höhe	Bewehrung		Erhärtungsdauer in Tagen	Bruchlast in t		Nach der Vorschrift v. 15. Juni 1911		Sicherheitsgrad		Anmerkung						
		Längs-	Quer-		Tatsächliche bei der Erprobung	Ideelle unter Annahme einer Erhärtungsdauer des Betons von 6 Wochen	Zulässige Spannung in kg/cm ²	Zuläss. Belastg. der Säule in t	nach der tatsächlichen Bruchlast	n. d. ideell. Bruchlast f. eine Erhärtungsdauer v. 6 Woch.							
A. Zentrische Belastung.																	
I ₁	Säulen ohne Bewehrung Quadr. 3'00 m 3'00 m 420 kg/m ³ Sechseck 250 kg/m ³ 3'00 m Sechseck 420 kg/m ³ 3'00 m Sechseck 420 kg/m ³ 3'00 m	Quadr. Säulen	420 kg/m ³	3'00 m	1'29 v. H.	91	152	120'0	21'17	13'20	11'5	9'1					
I ₂						91	183'5	145'0	"	"	13'9	11'0					
IV ₂						104	127	96'7	"	11'20	11'3	8'6					
IV ₁						111	142	106'0	"	"	12'7	9'5					
I ₁₀						107	119'5	88'6	15'20	9'50	12'6	9'3					
I ₉						105	103	78'0	"	"	10'8	8'2					
I _{10a}						128	87	63'1	"	"	9'1	6'6					
VI ₁						Säul. ohne Längs- mit spiralf. Quer- bewehrung Sechseck 420 kg/m ³ 3'00 m 4'50 m 3'00 m	Quadr. Säulen	420 kg/m ³	3'00 m	1'29 v. H.	46	112	109'4	21'17	13'84	8'1	7'9
VI ₂											47	127	122'3	"	"	9'2	8'4
VII ₁											40	107	109'7	19'15	12'60	8'5	8'7
VII _{1a}	51	127	119	"	"						10'0	9'4					
I ₃	Quadr. Säulen	420 kg/m ³	3'00 m	1'29 v. H.	92						202	159'3	26'75	19'90	10'1	8'0	
I ₄					91						200'7	159'0	"	"	10'1	8'0	
I ₅					92						202	159'3	"	"	10'1	8'0	
I ₆					90	212	168'0	"	"	10'7	8'4						
I ₇					91	225	177'8	"	22'70	9'9	7'8						
I ₈					91	235'6	186'0	"	"	10'4	8'2						
I ₁₁					16	115	178'8	"	"	5'1	7'9						
I _{11a}					Quadr. Säulen	420 kg/m ³	3'00 m	1'29 v. H.	106	112	84'7	19'65	14'64	7'7	5'8		
I ₁₂									108	111	83'7	"	"	7'6	5'7		
I ₁₃									107	102'8	77'6	"	"	7'0	5'3		
I ₁₃	107	123	92'8	"					"	8'4	6'3						
I ₁₄	Quadr. Säulen	250 kg/m ³	3'00 m	1'29 v. H.	107	102	77'0	"	"	7'0	5'3						
I _{13a}					98	132	102'2	"	"	9'0	7'0						
I _{14a}	98	137	106'0	"	"	9'4	7'2										
I ₁₇	Quadr. Säulen	250 kg/m ³	3'00 m	3'14 v. H.	132	117	84'5	19'65	14'64	8'0	5'8						
I ₁₈					132	126'2	91'2	"	"	8'6	6'2						
I ₁₉					132	132	95'4	"	16'66	7'9	5'8						
I ₂₀					131	137	98'8	"	"	8'2	5'9						
I ₂₁					132	130	94'0	"	"	7'8	5'6						
I ₂₂					134	132	95'0	"	"	7'9	5'7						
II. auf Knickung gerechnet																	
II ₁	Quadratische Säulen	420 kg/m ³	4'50 m	1'29 v. H.	43	142	140'9	26'75	19'90	7'1	7'1						
II ₂					43	147	145'8	"	"	7'4	7'3						
II ₁₅					47	147	141'5	"	"	7'4	7'1						
II ₁₆					46	142	137'7	"	"	7'1	6'9						
II ₁₉					85	207	165'6	"	"	10'4	8'3						
II ₂₀					84	184	148'0	"	"	9'2	7'4						
*II ₃					42	142	142'0	25'75	19'18	7'4	7'4						
*II ₄					42	158	158'0	"	"	8'2	8'2						
*II ₂₁					85	212	169'6	"	"	11'0	8'9						
*II ₂₂					88	205	163'3	"	"	10'6	8'5						
II ₆	Quadrat. Säulen	420 kg/m ³	7'00 m	3'14 v. H.	41	137	138'8	26'75	19'90	6'9	7'0						
II ₅					41	162	164'0	"	"	8'2	8'2						
II _{5a}					48	135'7	129'2	"	"	6'8	6'5						
II _{6a}					48	146'5	139'5	"	"	7'4	7'0						
II ₇					70	192	162'8	"	22'70	8'5	7'2						
II _{8a}					70	177	149'8	"	"	7'8	6'6						
II ₁₃					70	179	151'6	"	"	7'9	6'7						
II ₁₄					70	162	137'2	"	"	7'1	6'0						
II ₉					71	167	141'0	"	"	7'9	6'2						
II ₁₀					70	177	149'8	"	"	7'8	6'6						
III. auf Knickung gerechnet																	
III ₂	Quadrat. Säulen	420 kg/m ³	7'00 m	3'14 v. H.	65	212	183'0	17'44	14'79	14'3	12'4						
III ₁					65	219	189'0	"	"	14'8	12'8						
III ₃					69	209'5	178'0	"	"	14'1	12'0						
III ₄					70	208'2	176'5	"	"	14'1	11'9						
IV. auf Knickung gerechnet																	
IV ₁	Sechseckige Säulen	420 kg/m ³	3'00 m	3'15 v. H.	103	126'4	95'6	26'75	16'90	7'5	5'6						
IV ₃					103	119'7	91'2	"	"	7'1	5'4						
IV ₅					101	172	131'6	"	19'60	8'8	6'7						
IV ₆					103	172	131'1	"	"	8'8	6'7						
*IV ₈					103	175	133'5	"	"	8'9	6'8						
*IV ₇					103	168'5	128'5	"	"	8'6	6'6						
V. auf Knickung gerechnet																	
*V ₃	Sechseckige Säulen	420 kg/m ³	4'50 m	3'15 v. H.	97	110'2	85'8	23'40	15'05	7'3	5'7						
*V ₄					97	110'2	85'8	"	"	7'3	5'7						
V ₁					97	121	94'0	24'40	15'68	7'8	6'0						
V ₂					97	117	90'8	"	"	7'4	5'8						
V ₅					97	141	109'6	24'32	17'9	7'9	6'1						
V ₆					98	137	106'2	"	"	7'7	5'9						
V ₇					95	137	107'2	"	"	7'7	6'0						
V ₈					96	152	118'5	"	"	8'4	6'5						
V ₁₀					110	157	117'6	"	"	8'7	6'5						
V ₉					111	162	121'0	"	"	9'1	6'8						
V _{8a}	98	154	119'5	"	"	8'6	6'2										
V _{7a}	98	152	117'9	"	"	8'5	6'5										
VI. auf Knickung gerechnet																	
VI ₃	Sechseckige Säulen mit spiralförmiger Querbewehr.	420 kg/m ³	3'00 m	1'25 v. H.	46	132	128'0	26'75	20'00	6'6	6'4						
VI ₄					46	124	120'1	"	"	6'2	6'0						
VI ₅					47	137	132'0	"	20'30	6'7	6'5						
VI ₆					46	139'8	135'6	"	"	6'9	6'7						
*VI ₇					40	137	140'5	"	19'40	7'1	7'2						
*VI ₈					40	142	145'5	"	"	7'3	7'5						
*VI _{7a}					68	157	133'8	"	"	8'1	6'9						
*VI _{8a}					67	152	130'3	"	"	7'8	6'7						
VI _{7b}					143	192	136'8	"	20'30	9'5	6'8						
VI _{8b}					144	186'8	132'6	"	"	9'2	6'5						
VI. auf Knickung gerechnet																	
VI ₉	Sechseckige Säulen mit spiralförmiger Querbewehr.	420 kg/m ³	3'00 m	3'15 v. H.	40	164	168'0	26'75	22'70	7'2	7'4						
VI ₁₀					40	152	156'0	"	"	6'7	6'9						
VI _{9a}					63	184	160'6	"	"	8'1	7'1						
VI _{10a}					60	178	158'0	"	"	7'8	7'0						
VI _{11a}					59	177	158'0	"	"	7'8	7'0						
VI _{12a}					62	186	163'2	"	"	8'2	7'2						
VI _{13a}					69	182	154'5	"	"	8'0	6'8						
VI _{14a}					70	177	150'0	"	"	7'8	6'6						

* Abnormale Lage der Längseisen.

* Abnormale Lage der Längseisen.

¹⁾ Der Tabelle sind ideelle Bruchlasten zugrunde gelegt, die aus den tatsächlichen durch Reduktion auf eine sechswöchige Erhärtungsdauer abgeleitet wurden; als Verhältniszahlen der Druckfestigkeiten sind die von der französischen Ministerialkommission aufgestellten Zahlen (nach 7 Tagen 0'33, nach 28 Tagen 0'66, nach 90 Tagen 1'0, nach 1 Jahr 1'50) angenommen.

Tabelle Nr. 30. Fortsetzung.

Bezeichnung	Art, Querschnitt, Mischung, Höhe	Bewehrung		Erhärtungsdauer in Tagen	Bruchlast in t		Nach der Vorschrift v. 15. Juni 1911		Sicherheitsgrad		Anmerkung							
		Längs-	Quer-		Tatsächliche bei der Erprobung	Ideelle unter Annahme einer Erhärtungsdauer des Betons von 6 Wochen	Zulässige Spannung in kg/cm^2	Zuläss. Belastg. der Säule in t	nach der tatsächlichen Bruchlast	n. d. ideell. Bruchlast f. eine Erhärtungsdauer v. 6 Woch.								
der Säule																		
VI ₁₁	wie vorstehend	3'15 v. H.	0'722 v. H.	41	137	141'9	26'75	22'70	6'0	6'2								
VI ₁₂				40	152	156'0	"	"	6'7	6'8								
VI _{11b}				59	167	149'0	"	"	7'3	6'5								
VI _{12b}				60	157	139'4	"	"	6'9	6'1								
VI ₁₅	Sechseckige Säulen mit spiralförmiger Querbewehrung 420 kg/m^3 3'00 m	1'25 v. H.	1'02 v. H.	116	137	101'5	26'75	19'40	7'1	5'2								
VI ₁₆				116	142	105'1	"	"	7'3	5'4								
VI ₁₇				116	142	105'1	"	21'50	6'7	4'9								
VI ₁₈				116	142	105'1	"	"	6'7	4'9								
VI ₁₉				117	157	116'3	"	24'20	6'5	4'8								
VI ₂₀				116	160	118'5	"	"	6'6	4'9								
VI ₂₁				116	176'5	130'7	"	24'30	7'3	5'4								
VI ₂₂				117	157	116'3	"	"	6'5	4'8								
VI ₂₃				117	207	153'3	"	25'80	8'0	6'0								
VI ₂₄				117	217	160'6	"	"	8'4	6'2								
VI ₂₅				117	200'8	148'6	"	"	7'8	5'7								
VI ₂₆				117	212	157	"	"	8'2	6'1								
VI ₂₇	117	232	171'8	"	"	9'0	6'7											
VI ₂₈	118	224'8	166'0	"	"	8'7	6'4											
VI ₂₉	Sechseckige Säulen mit spiralförmiger Querbewehrung 420 kg/m^3 3'00 m	3'15 v. H.	0'722 v. H.	117	195	144'4	26'75	21'80	9'0	6'6								
VI ₃₀				118	187	138'2	"	"	8'5	6'4								
VI ₃₁				117	192	142'2	"	23'80	8'0	6'0								
VI ₃₂				118	202	149'4	"	"	8'5	6'3								
VI ₃₃				118	177	130'8	"	26'70	6'6	4'9								
VI ₃₄				116	191'7	141'8	"	"	7'2	5'3								
VI ₃₅				116	197	145'9	"	26'80	7'4	5'4								
VI ₃₆				117	192	142'2	"	"	7'2	5'3								
VI ₃₇				109	247	185'5	"	28'90	8'5	6'4								
VI ₃₈				111	252	188'5	"	"	8'7	6'5								
VI ₃₉				111	227	171'0	"	"	7'9	5'9								
VI ₄₀				112	237	178'5	"	"	8'2	6'2								
VI ₄₁	111	257	192'0	"	"	8'9	6'6											
VI ₄₂	112	230	171'6	"	"	8'0	6'0											
VII ₅	Sechseckige Säulen mit spiralförmiger Querbewehrung 420 kg/m^3 4'50 m	1'25 v. H.	0'695 v. H.	41	122	126'2	24'40	18'50	6'6	6'8								
VII ₆				41	124	128'4	"	"	6'7	7'5								
VII ₃				42	150	150'0	"	"	8'1	8'1								
VII ₄				45	132	128'9	"	"	7'1	7'0								
VII _{5a}				55	157	143'6	"	"	8'5	7'8								
VII ₆				56	167	151'6	"	"	9'0	8'2								
VII ₇				95	137	107'0	"	"	7'4	5'8								
VII ₈				94	147	115'3	"	"	7'9	6'2								
VII ₉	Sechseckige Säulen mit spiralförmiger Querbewehrung 420 kg/m^3 4'50 m	3'15 v. H.	0'605 v. H.	42	143	143'0	24'23	20'62	6'9	6'9	auf Knickung gerechnet							
VII ₁₀				40	142	145'4	"	"	6'9	7'1								
VII _{9a}				57	177	160'5	"	"	8'6	7'8								
VII ₁₀				56	172	156'1	"	"	8'4	7'6								
VII _{11a}				58	182	163'2	"	"	8'7	7'9								
VII _{12a}				61	182	160'4	"	"	8'7	7'8								
VII ₁₃				58	172	154'3	"	"	8'4	7'5								
VII ₁₄				63	182	159'0	"	"	8'7	7'8								
VII ₁₁				44	136	133'8	"	"	6'6	6'5								
VII ₁₂				41	130	134'6	"	"	6'3	6'5								
VII _{11b}				56	157	142'6	"	"	7'6	6'9								
VII _{12b}				56	139	126'2	"	"	6'8	6'1								
VIII ₁	Quadrat. Säulen mit Winkel-eisen 40×40 als Längsbewehr. 4'50 m	2'84 v. H.	0'722 v. H.	128	151	109'4	26'75	22'40	6'7	4'9	Berechnet auf Knickung							
VIII ₂				125	159	116'1	"	"	7'1	5'2								
VIII ₃				126	155	112'8	"	"	6'9	5'0								
VIII ₄				130	157	113'7	"	"	7'0	5'1								
VIII ₅				128	154	111'6	"	"	6'9	5'0								
VIII ₆				124	171	124'9	"	"	7'6	5'6								
VIII _{3a}				148	177	125'4	"	"	7'9	5'6								
VIII _{4a}				148	192	136'0	"	"	8'5	6'1								
IX ₁				127	152	110'3	"	"	6'8	4'9								
IX ₂				130	162	117'3	"	"	7'2	5'2								
I _{15a}				B. Exzentrische Belastung.	Quadrat Säulen, exzentrisch belastet ($e = 5 cm$)	3'00 m	3'15 v. H.	3'14 v. H.	2'50 kg/m^3	3'00 m		99	82	63'4	28'60	10'10	8'1	6'3
I _{16a}												96	92	71'7	"	"	9'1	7'1
II ₁₁	70	117	99'4								39'90	16'84	7'0	5'9				
II ₁₂	70	107'6	91'3								"	"	6'4	5'4				
V _{9a}	99	77	59'5								37'50	11'45	6'7	5'2				
V _{10a}	98	77	59'7								37'50	11'45	6'7	5'2				
VI ₁₃	41	92	95'2								39'90	12'92	7'1	7'4				
VI ₁₄	41	94'7	98'0								"	"	7'3	7'5				
VI _{13b}	60	90'8	80'6								"	"	7'0	6'2				
VI _{14b}	60	82	72'8								"	"	6'3	5'6				
VII ₁₃	40	65	66'6								37'50	12'15	5'3	5'5				
VII ₁₄	41	65	65'8								"	"	5'3	5'4				
VII _{13b}	55	72	65'9	37'50	"	5'9	5'4											
VII _{14b}	58	72	64'6	"	"	5'9	5'3											
VIII _{5a}	148	117	82'9	39'90	16'66	7'0	5'0											
VIII _{6a}	148	124	87'8	"	16'66	7'5	5'3											

Dagegen erreichte man bei sechseckigem Querschnitt mit Flächenlagerung und 3·15 v. H. Bewehrung, 101—103 Tage Erhärtungsdauer, im Mittel 172 Tonnen Bruchlast.

10. Die Verbreiterung der Säulenenden und kopfartige Ausbildung beeinflußt die Ergebnisse der Versuche bezüglich der Bruchlast nicht wesentlich; doch trat der Beginn der Zerstörung im allgemeinen später ein.

Der Bruch erfolgte an den Kopfen nur selten, und dann nur an solchen Stellen, wo die Eisen der Kopfbewehrung im Verein mit Bügeln und Längseisen eine Anhäufung der Eisen zur Folge hatten.

11. Die Ergebnisse der Versuche mit bewehrten Säulen aus Schlackenzementbeton bleiben weit hinter denjenigen aus Portlandzementbeton zurück. Die Bruchlasten der Versuche Nr. 47 und 48 von Tabelle 27 verhalten sich zu den Bruchlasten der Versuche Nr. 81 und 82, Tabelle 14, wie 82·5 zu 141·1. Die Bruchlasten der Versuche Nr. 43 und 45 von Tabelle 27 stehen zu den Bruchlasten der Versuche Nr. 40 und 41 von Tabelle 14 im Verhältnis 114·5 zu 195·5.

12. Die für Österreich erlassenen Vorschriften vom Jahre 1911 zur Berechnung der Eisenbetontragwerke gewähren für Säulen vollkommen hinreichende Sicherheit.

Auf Grund der vorliegenden Versuche könnten die in der österreichischen Eisenbetonvorschrift als zulässig angegebenen Beanspruchungsziffern für Beton etwas erhöht werden, und könnte die Einschränkung bei Berechnung des Eisenquerschnittes über 2 v. H. bis 8·0 v. H. entweder fallen gelassen oder gemildert werden. Die Tabelle 30 gibt eine Übersicht über die tatsächlich getragene Last gegenüber der nach den österreichischen Vorschriften zulässigen Belastung und den hieraus sich ergebenden Sicherheitsgrad. Hierbei ist die Reduktion der Bruchlast auf eine ideelle Bruchlast, welche einer sechswöchigen Erhärtungsdauer entspricht, vorgenommen.

Der Sicherheitsgrad wurde für den tatsächlichen Fall, sowie für die ideelle Bruchlast (unter Annahme einer sechswöchentlichen Erhärtungsdauer) ermittelt.

Wien, im Oktober 1911.

Ingenieur Joseph Ant. Spitzer.

A N H A N G.

Versuche mit umschnürten und ummantelten Eisensäulen.

E i n l e i t u n g.

Die nachstehenden Ausführungen stützen sich auf die von Oberbaurat Dr. v. Emperger veranlaßten Versuche mit umschnürten und ummantelten Eisensäulen.

Auch bei diesen Versuchen sind die zu einer Spannungsberechnung nötigen Messungen der Stauchungen und Querdehnungen nicht vorgenommen worden. Das vorliegende Versuchsmaterial ist auch weiter aus dem Grunde ohne Meßergebnisse schwer zu behandeln, weil man bei einer großen Zahl von Versuchen nicht nur mit den Formänderungen von Schmiedeeisen, Gußeisen und Beton, sondern auch mit jenen des umschnürten Betons rechnen müßte, die bekannten Meßergebnisse über den Letzteren recht dürftig sind und bezüglich der stärkeren Umschnürung gänzlich fehlen.

Die volle Richtigkeit der nachstehenden Ausführungen wird sich nur durch weitere Proben erweisen lassen; immerhin sind Anhaltspunkte gewonnen, nach welcher Richtung weitere Versuche unternommen werden müßten.

Zur besseren Beurteilung der Wirkungsweise ummantelter Säulen sei folgendes vorausgeschickt. Abb. 242 stellt die Wirkung einer Druckplatte auf eine einfach bewehrte und auf eine umschnürte Eisenbetonsäule dar und zeigt die aus

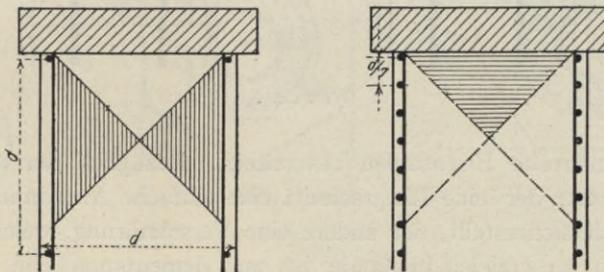


Abb. 242.

dieser Wirkung beim Bruch entstehende Form der Scherflächen, welche durch die Anlage der Querarmierung bedingt ist.

Abb. 243 zeigt Säulen, bei denen einesteils eine fehlerhafte Ummantelung und andererseits eine fehlerhafte Umschnürung hergestellt wurde. Bei der ersten fehlt gegenüber der in einem Rohre ganz anders auftretenden Scherflächen der äußere, bei der zweiten der innere Rückhalt, um die nötige Sicherheit für die Erreichung der gewöhnlichen Druckfestigkeit des Betons, geschweige denn einer Erhöhung derselben zu ergeben, wie letztere aus den in der Folge abgeführten Versuchen hervorgeht.

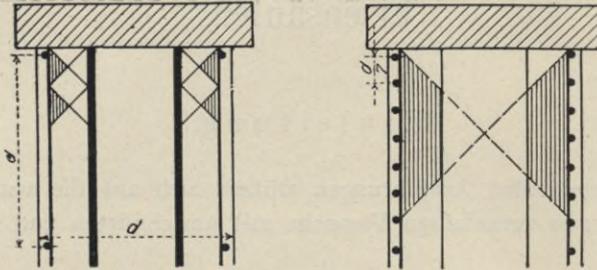


Abb. 243.

Eine richtige Anordnung ist in Abb. 244 dargestellt.

Bei fast allen Versuchen ist in der Folge die innere Festigkeit der Rohre durch eine Eisensäule gesichert. Es ist nur bei einem Versuch eine innere Verschnürung angeordnet, zum Beweis, daß kleine Öffnungen in der Säule auf die Festigkeit des Betons ohne Einfluß sind. Die Einschaltung einer inneren Umschnürung stößt jedoch auf Schwierigkeiten in der Praxis. Man hat sich

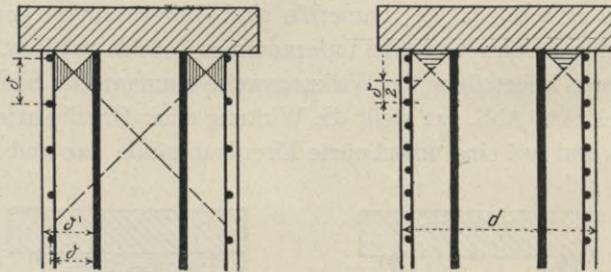


Abb. 244.

somit auf ummantelte Eisensäulen beschränkt. Bezüglich der äußeren Bügel zeigt in Abb. 244 der eine Längsschnitt eine einfache Anordnung, welche die Würfel Festigkeit sicherstellt, der andere eine Verschnürung, welche eine Erhöhung derselben zu erzielen imstande ist und dementsprechend dichter angeordnet sein muß.

Die Gußeisensäule ist heutzutage trotz ihrer mannigfachen Vorzüge aus dem Gebiete des Bauwesens so gut wie verbannt. Die diesem Baumaterial anhaftenden Mängel haben dazu geführt, sie entweder im Wohnhausbau ganz zu verbieten

oder sonst auf Ausführungen zu beschränken, wo ihre mangelhafte Feuersicherheit und die Sprödigkeit des Materials keinen Schaden anrichten kann. Die in der Folge beschriebenen Versuche mit einbetonierten Eisenröhren sind auch auf

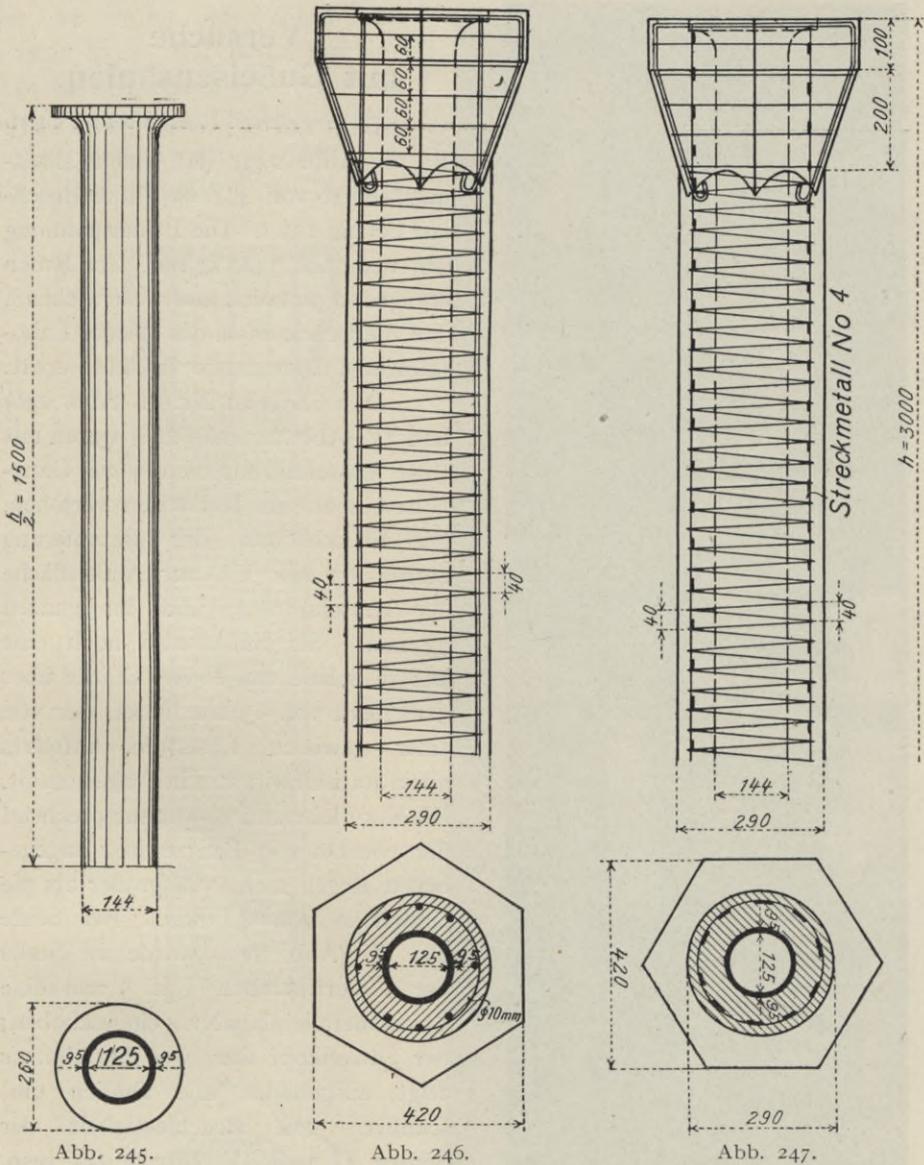


Abb. 245.

Abb. 246.

Abb. 247.

Gußeisensäulen ausgedehnt worden und zeigen, daß man mit Hilfe des Eisenbetons diese Mängel beheben kann. Die auf solche Art feuersicher ummantelte Gußeisensäule erhält bei einer entsprechenden Anordnung dieser Eisenbetonumhüllung einen bedeutenden Festigkeitszuwachs.

Es wurden im ganzen 4 Gußeisensäulen und 2 verschiedene Röhrenstützen in zwei Serien erprobt. Von den Säulen wurden eine nackte Säule und die anderen drei durch Betonierung und mit einer verschiedenartigen Umschnürung verstärkt untersucht.

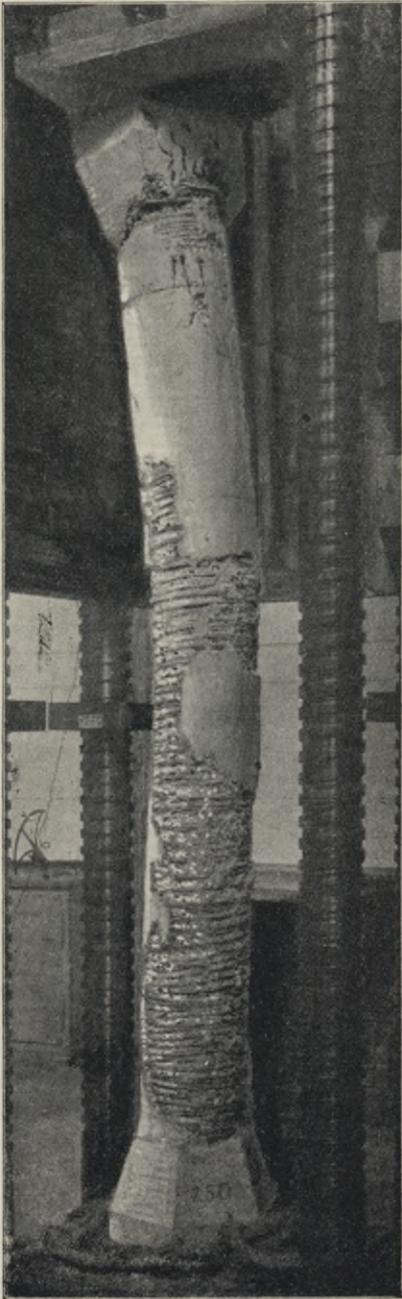


Abb. 248.

Versuche mit Gußeisensäulen.

Die reine Gußeisensäule Nr. I (Abb. 245) hat einen Eisenquerschnitt von 401 cm^2 ; ihre Bruchlast betrug 137 t . Die Bruchspannung war demnach 3420 kg/cm^2 . Ihr Bruch erfolgte so plötzlich und überraschend, daß die Druckpresse des Wiener Laboratoriums bedeutende Schäden erlitt.

Die Säulen Nr. II (Abb. 246) und IV (Abb. 247 und 248) waren mit einer Umschnürung von 4 cm Ganghöhe aus 10 mm Rundeisen versehen. Die Fleischstärke der Betonierung betrug 63 mm bis zur Außenfläche der Umschnürung und im ganzen 73 mm . Sie hatte also noch eine äußere Schale von 10 mm Stärke über dem Kern von 63 mm Dicke, der von einer gewissen Laststufe aufwärts allein statisch wirksam in Frage kommt. Die Kernfleischstärke war entsprechend der von Dr. von Emperger angegebenen Regel nicht viel größer als die Ganghöhe von 40 mm . Bei Säule Nr. IV (Abb. 247) wurde an Stelle der 8 Vertikaleisen von 5 mm eine Streckmetalleinlage Nr. 4 eingeschoben; der Säulenkopf war, wie ihn Abb. 4c zeigt, ausgebildet und ähnlich umschnürt. Die Bruchfestigkeit der Säulen II und IV betrug 315 resp. $307,5 \text{ t}$. Der Zuschlag an Tragfähigkeit, der auf diese Weise über die der reinen Gußeisensäule von 137 t erzielt wurde, betrug im Durchschnitt 174 t . Der gesamte Betonquerschnitt hätte 497 cm^2

betragen sollen. Die Windungen wurden mit 270 mm äußeren Durchmesser hergestellt, um sie bequem in die Form einführen zu können, so zwar, daß man den tragenden Querschnitt mit 409 cm^2 annehmen kann und die Druckfestigkeit des Betons nach Abschlag des Anteils der Längsstäbe von $3\cdot 8\text{ t}$ mit 425 kg/cm^2 berechnen kann. Der Beton war am Tage des Versuches 2 Monate alt und haben parallel abgeführte Würfelproben eine Druckfestigkeit von 352 kg/cm^2 im Mittel von 8 Ver-

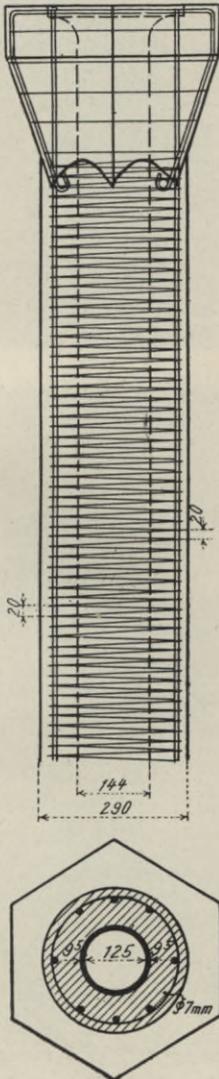


Abb. 249.

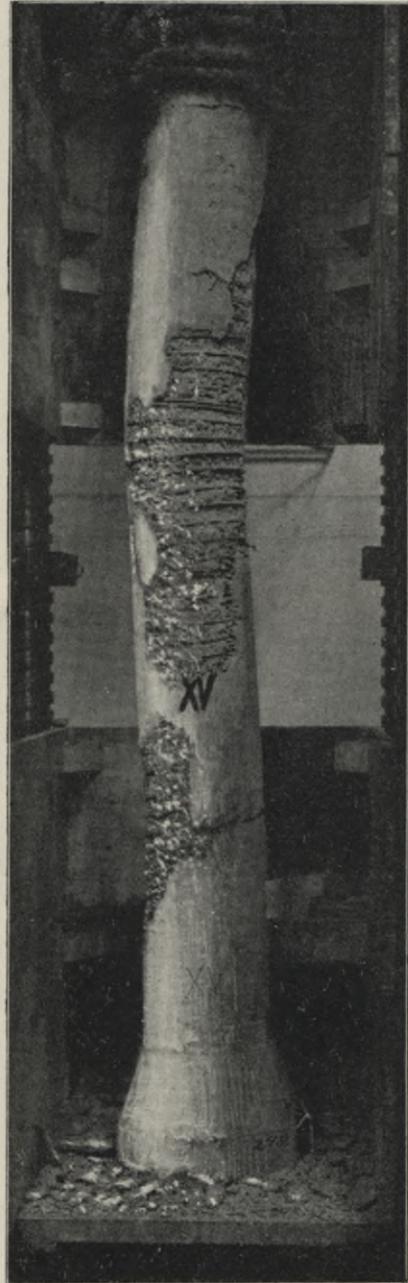


Abb. 250.

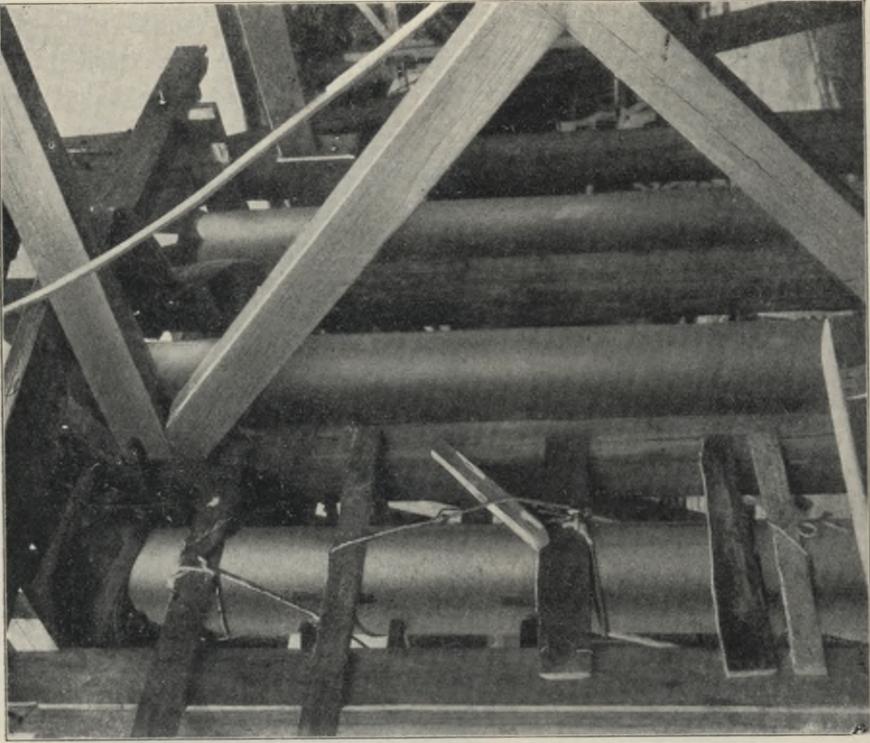


Abb. 252.

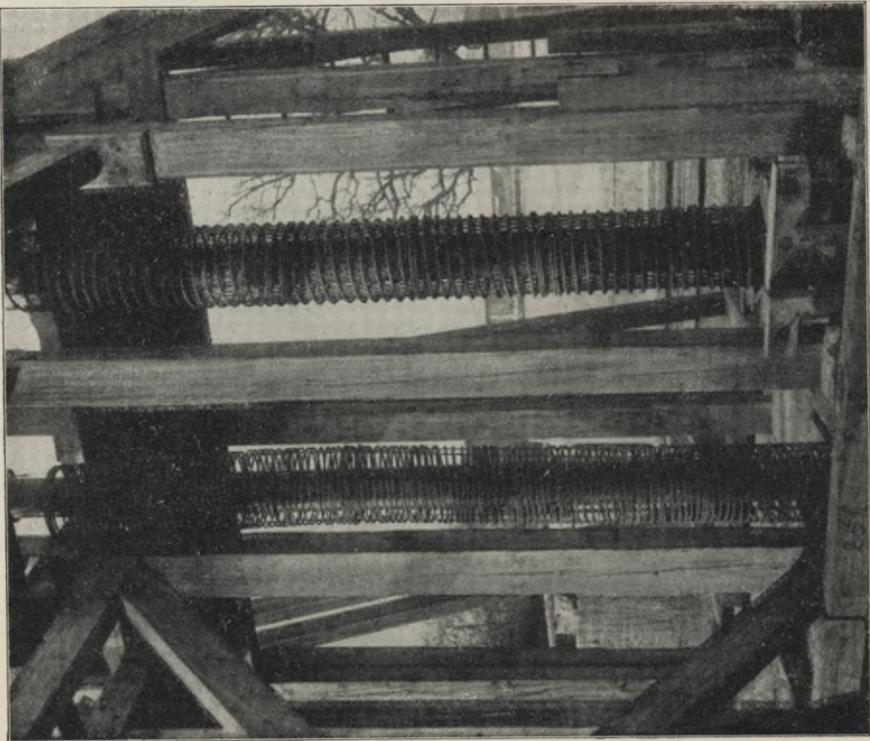


Abb. 251.

suchen ergeben. Wie ersichtlich, soll Streckmetall als Ersatz für die Längsstäbe nicht verwendet werden.

Bei der Säule Nr. III (Abb. 249 und 250) finden wir dieselben Abmessungen, nur eine noch dichtere Umschnürung mit 7 mm Rundeisen. Bei einer Kernfleischstärke von 63 mm ist die Ganghöhe nur 20 mm, also wesentlich kleiner als die Fleischstärke. Es darf also angenommen werden, daß die umschnürende Wirkung einer so dichten Anordnung zum Ausdruck kommt. Tatsächlich betrug auch die Bruchlast in diesem Falle 342 t, also um 205 t mehr als bei der Gußeisensäule allein; dies entspricht einer Druckfestigkeit des Betons von 500 kg/cm^2 (hiebei ist nur das 2. Stadium in Betracht gezogen).

Jedenfalls kommt bei dieser geringen Ganghöhe eine umschnürende Wirkung besser zur Geltung. Wir sehen ferner an diesem Beispiel, daß wir imstande sind, durch diese Anordnung aus der Säule, welche nur 137 t getragen hat und dann mit einer Explosion in sich zusammenstürzte, ein Tragwerk herzustellen, welches $2-2\frac{1}{2}$ mal so viel Last zu tragen imstande ist. Hiezu die Bruchbilder Abb. 248 und 250.

Die Herstellung der nachträglichen Ummantelung derartiger Säulen mittelst zweier runder Blechformen, welche abwechselnd aufeinander gestellt werden, am Versuchsplatze des Eisenbeton-Ausschusses zeigt uns die Abb. 251 und 252, und beweist, daß dieselben einer besonderen Einschalung vollständig entbehren können. Zur näheren Ergründung der Frage sind vom Eisenbeton-Ausschusse auf Grund eines von Dr. von Emperger aufgestellten Programmes weiters eine Reihe von Versuchen mit Säulenstützen durchgeführt worden, welche in der Folge kurz beschrieben werden.

I. Serie.

Versuche mit schmiedeeisernen Röhrenstützen.

Dieselbe umfaßt 11 Versuche und hatte der hiebei verwendete Beton eine Würfel Festigkeit von 403 kg/cm^2 .

Versuch Nr. I (Abb. 253). Voller Betonzylinder ohne Eisen.

Die Gesamtquerschnittsfläche ist 660 cm^2 ; die Bruchlast betrug 146.3 t. Es entspricht dies 221 kg/cm^2 , also viel weniger als die Würfel Festigkeit annehmen läßt.

Versuch Nr. II (Abb. 254). Betonröhre ohne Eisen.

Die Querschnittsfläche ist 456 cm^2 . Die Bruchlast betrug 106.3 t. Sie entspricht also neuerdings 233 kg/cm^2 , was wohl die Richtigkeit der beim Versuche Nr. I gewonnenen Ziffer hinreichend bestätigt. Wie wir aus den Versuchen der Serie II entnehmen werden, sollte eine Übereinstimmung zwischen Würfel Festigkeit und der Druckfestigkeit dieser Versuche bestehen.

Versuch Nr. III (Abb. 255). Voller Zylinder umschnürt.

Seine Bruchlast betrug 218.2 t. Die Längsarmierung besteht aus 8 Rundeisen von 5 mm Durchmesser, der Querschnitt derselben ist $8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$,

mit einer Tragkraft von $1.6 \times 2.4 = 3.8 t$, wenn man annimmt, daß beim Bruch das Eisen bis zur Fließgrenze beansprucht war. Die Umschnürungseisen hatten 10 mm Durchmesser, die Ganghöhe war 40 mm . Es verbleiben somit für den Beton $214.4 t$. Der äußere Durchmesser der Umschnürung betrug 270 mm ; die umschnürte Fläche ist demnach 572 cm^2 ; bezogen auf dieselbe zeigte der Beton eine Druckfestigkeit von 374 kg/cm^2 .

Versuch Nr. IV (Abb. 256). Eisenbetonrohr innen und außen umschnürt.

Die umschnürte Fläche betrug nach Abschlag beider Hüllen innen und außen 371 cm^2 . Sie entspricht einer Fleischstärke von 55 mm ; die Bruchlast der Röhre $176.4 t$, abschlägig von $7.6 t$ für die beiden Längsarmaturen, verbleiben $168.8 t$ (der Eisenquerschnitt von 16 Rundeseisen von 5 mm Durchmesser ist 3.2 cm^2 , seine Tragkraft genähert: $3.2 \times 2.4 = 7.6 t$). Da hier keine Knickung zwischen den Unterstützungspunkten störend eingreift, ergibt sich die

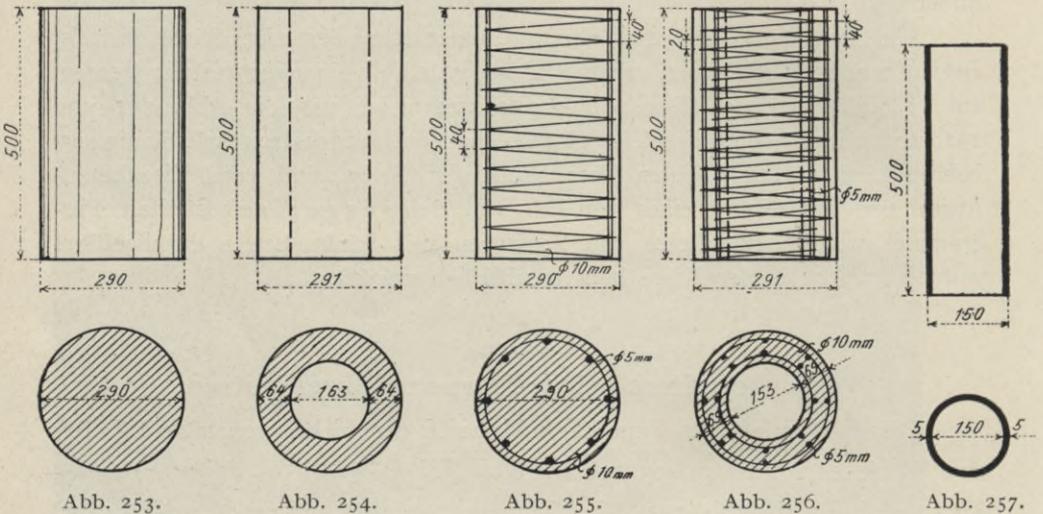


Abb. 253.

Abb. 254.

Abb. 255.

Abb. 256.

Abb. 257.

Druckfestigkeit des Betons mit 455 kg/cm^2 , erfuhr also eine viel größere Steigerung als bei der Umschnürung entsprechend dem Versuch III. (Die Zunahme ist zunächst eine Folge der vermehrten Bewehrung durch die innere Umschnürung.)

Versuch Nr. V und VI (Abb. 257). Versuche mit flußeisernen Rohrstützen allein.

V. Rohrstützen von 49.8 cm Höhe, $D_a = 16.09 \text{ cm}$, $D_i = 15.03 \text{ cm}$, Wanddicke 0.53 cm , Fläche 25.61 cm^2 ; bei $55 t$ (2150 kg/cm^2) merkbare bleibende Formänderungen, Höchstlast $81.4 t$ (3180 kg/cm^2).

VI. Rohrstützen von 50.0 cm Höhe, war früher mit Beton ummantelt und gedrückt worden, $D_a = 15.25 \text{ cm}$, $D_i = 14.29 \text{ cm}$, Wanddicke

0,48 cm, Fläche $22,28 \text{ cm}^2$; bei $50,8 \text{ t}$ (2380 kg/cm^2) merkbare, bleibende Formänderungen, Höchstlast $70,4 \text{ t}$ (3160 kg/cm^2). Die Versuche zeigen, welche Tragfähigkeit der Eisenstützen allein besitzt und daß bei einer Verbindung von Eisen und Eisenbeton eine volle Ausnützung der Tragfähigkeit des Eisens in dem Sinne nicht möglich ist, daß das Eisen über die Fließgrenze hinaus beansprucht werden könne, wie es der dort gefundenen Zahl von 3170 kg/cm^2 entspricht, sondern daß in dieser Zusammenstellung die Beanspruchung des Eisens mit etwa $2600\text{--}2800 \text{ kg/cm}^2$ als Grenze der Mitwirkung gelten kann. (Siehe hierzu die Begründungen in den Ausführungen Seite 59.)

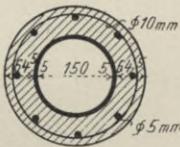
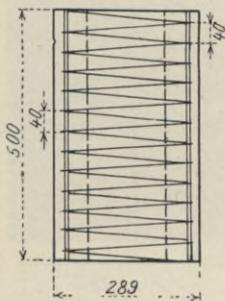


Abb. 258.

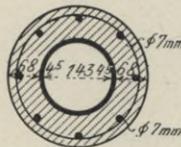
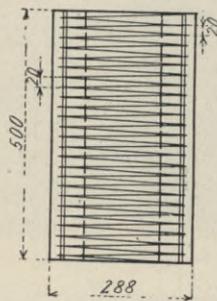


Abb. 259.

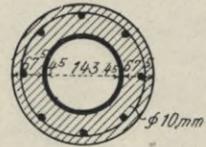
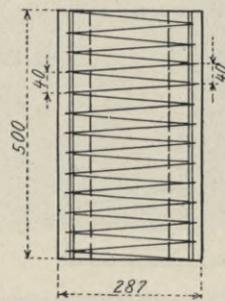


Abb. 260.

Versuch Nr. VII (Abb. 258). Eisenröhre ummantelt mit umschnürtem Beton von 10 mm Rundeisen und 40 mm Ganghöhe.

Die Bruchlast betrug 184 t . Die auf das Eisen entfallende Last kann mit 62 t geschätzt werden, so zwar, daß 122 t übrig bleiben; nach Abschlag von $3,8 \text{ t}$ für die Lastaufnahme durch die vertikalen Bewehrungseisen ergeben sich $118,5 \text{ t}$; verteilt auf den umschnürten Querschnitt von 371 cm^2 , entspricht dies einer Betondruckfestigkeit von 320 kg/cm^2 .

Versuch Nr. VIII (Abb. 259). Anordnung wie bei VII, nur Umschnürung mit 7 mm Eisen, 20 mm Steighöhe und eine kleinere Eisenröhre.

Die Bruchlast beträgt $205,5 \text{ t}$; hiervon entfallen 55 t auf das Eisen. Der umschnürte Querschnitt beträgt 391 cm^2 . Der Beton hatte nach Abschlag von $3,8 \text{ t}$ nur $141,7 \text{ t}$ zu tragen und eine Druckfestigkeit von 364 kg/cm^2 gezeigt.

Versuch Nr. IX. (Abb. 260). Eisenröhre wie bei VIII, Umschnürung wie bei VII.

Bruchlast 209 *t*, abzüglich 55 und 3·8 *t*, verbleiben 155·2 *t* auf 391 *cm*², also 316 *kg/cm*² Druckfestigkeit des Betons.

Versuch Nr. X (Abb. Nr. 261). Wie Versuch Nr. IX, nur daß an Stelle der Spiralarmierung geschlossene Ringe aus 10 *mm* Rundeisen angeordnet waren.

Bruchlast 198·3 *t*, abzüglich 55 und 3·8 bleiben 139·5 *t*, was einer Druckfestigkeit von 356 *kg/cm*² entspricht. Wir sehen also, daß bei dem Beton dieser Versuchsserie dieselben Ziffern in großer Regelmäßigkeit auftreten.

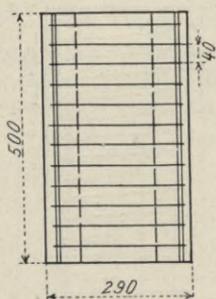


Abb. 261.

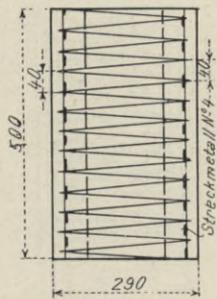


Abb. 262.

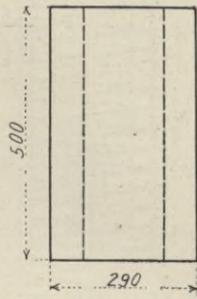


Abb. 263.

Versuch Nr. XI (Abb. 262) ist eine Wiederholung des Versuches Nr. IX unter Einschiebung einer Röhre aus Streckmetall an Stelle von 8 *mm* Rundeisen. Wie ersichtlich, ist auch hier wie in den Säulen Versuch Nr. IX (siehe oben) der Ersatz der Vertikalstäbe durch Streckmetall nicht vorteilhaft und entspricht der so erzielte Ausfall nahezu genau der Tragfähigkeit der fehlenden vertikalen Rundeisen mit 3·8 *t*. Die Bruchlast ist 203 — 55 = 148 *t* und entspricht einer Druckfestigkeit des Betons von 378 *kg/cm*². Der Versuch beweist, daß eine zweite Längsarmierung bei dieser Art von Säulen nicht nötig ist, sofern man auf den dabei erzielten Festigkeitszuschuß verzichtet.

II. Serie.

Versuche mit gußeisernen Rohrstützen.

Der in diesem Falle verwendete Beton hatte eine Druckfestigkeit von im Mittel 187 *kg/cm*² nach Versuchen mit gleichzeitig hergestellten Würfeln. Diese Ziffer stimmt hier mit größeren Versuchen gut überein.

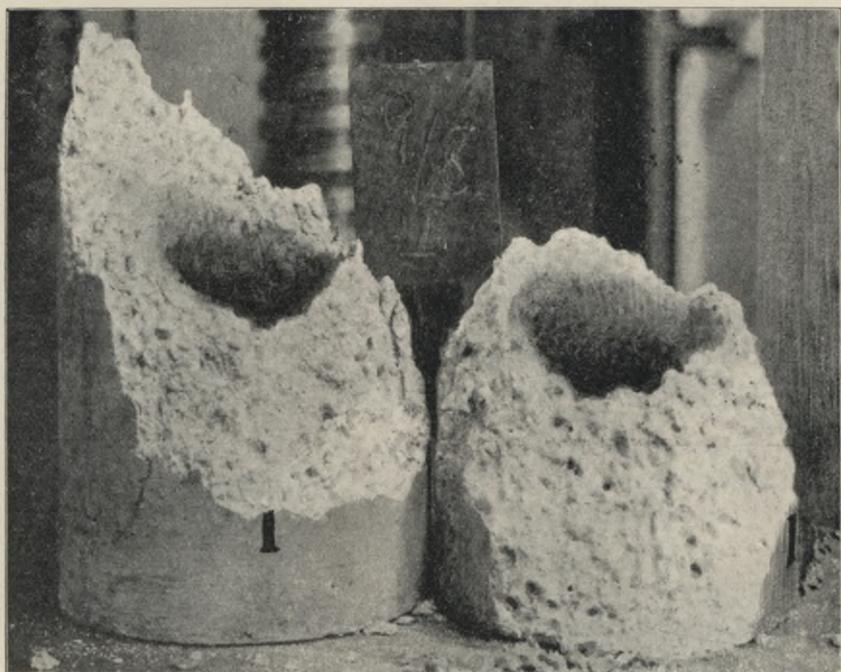


Abb. 264.



Abb. 266.

Versuch Nr. I (Abb. 263 und 264). (Betonröhre ohne Eisen.)

Dieselbe hat 78 t getragen. Bei einem Querschnitt von 475 cm^2 entspricht dies 170 kg/cm^2 . Es handelt sich zunächst darum, zu zeigen, daß eine nach Art der Säule armierte Röhre zu einer Schwächung derselben Anlaß gibt.

Versuch Nr. II (Abb. 265 und 266). Betonröhre, armiert mit Bügeln, in Abständen von zirka 24 cm.

Dieselbe hat nur 45·7 t getragen; bezogen auf den Gesamtquerschnitt sind das 96 kg/cm^2 , also nahezu die Hälfte dessen wie bei Versuch I. Die Erklärung ist darin zu suchen, daß die belasteten Vertikalstäbe zunächst die äußere Betonhülle zerstören und selbst kaum etwas tragen. So kann die Kraft von 45·7 t den

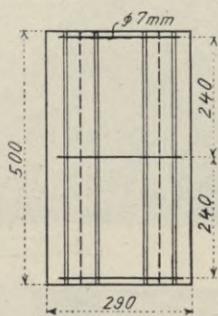


Abb. 265.

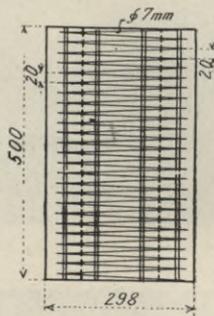


Abb. 267.

übrig gebliebenen Betonkern von 384 cm^2 bei einer Belastung von 119 kg/cm^2 zerstören. Es ist hier wie auch späterhin auffällig, daß dieser restliche Teil von einer geringeren Tragfähigkeit erscheint, weil der Ruck, mit welchem die äußere Hülle zerstört wird, seine Zerstörung beschleunigt.

Versuch Nr. III. (Abb. 267 und 268.) Bruchlast 94 t.

Dieser Versuch zeigt, daß alle die erwähnten abträglichen Erscheinungen behoben werden, wenn man die Eisenstäbe am Ausknicken hindert und den Beton umschnürt. Wenn wir die Tragfähigkeit der Eisen neuerdings mit 3·8 t berechnen, so verbleiben 92·2 t für den Beton, welcher bei einer Fläche von 508 cm^2 bei 179 kg/cm^2 , also bei fast genau derselben Ziffer wie in Versuch Nr. I, Serie II, gebrochen ist; die Schwächung wie bei Versuch II ist sonach nicht eingetreten.

Wir gehen nun gleich zur Besprechung des

Versuches Nr. VIII

(Abb. 269 und 270) über, bei welchem der Stutzen ähnlich konstruiert war wie bei Versuch Nr. II. Derselbe ergab eine Bruchlast von 73 t. Der Betonrohrstutzen war mit 8 Rundeisen von 14 mm Durchmesser armiert. Der Querschnitt ist demnach $12,3 \text{ cm}^2$, die Tragfähigkeit $2200 \text{ kg} \times 12,3 = 27,0 \text{ t}$. Es verbleiben somit für den Beton 46 t bei einer Gesamtfläche von 352 cm^2 entsprechend 130 kg/cm^2 . Diese Ziffer sagt, daß der Beton durch das Eisen zerstört wurde. Rechnen wir für die Hülle 94 m^2 ab, so verbleiben 258 cm^2 für den Kern, entsprechend einer Inanspruchnahme von 173 kg/cm^2 beim Bruch, was mit den früheren Versuchen I bis III vollständig übereinstimmt. Auf Grund der so gewonnenen Resultate gehen wir nun zu jenen Versuchen über, welche die Festigkeit der gußeisernen Säule respektive die Erhöhung ihrer Tragfähigkeit durch eine Eisenbetonummantelung erweisen, abhängig von der Ausführung der Querverbindung im Betonmantel.



Abb. 268.

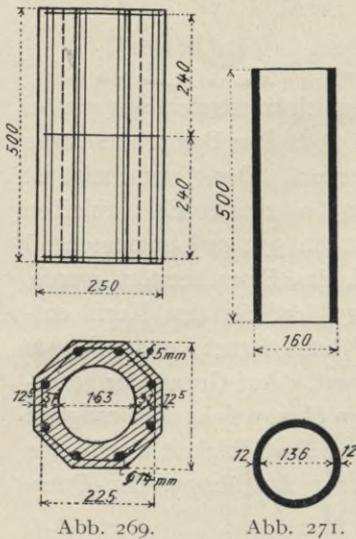


Abb. 269.

Abb. 271.

Zunächst sollen die Versuche IV und VI experimentell die Tragfähigkeit des gußeisernen Stützens bestimmen (Abb. 271, 272 und 273).

Versuch IV, $F = 57.5 \text{ cm}^2$
 Bruchlast 274 t entsprechend 4750 kg/cm^2 .

Versuch VI, $F = 35.8 \text{ cm}^2$
 Bruchlast 209 t entsprechend 5800 „
 Mittel = 5275 kg/cm^2 .

Man nimmt die Druckfestigkeit des Kommerzgußeisens mit rund 5 t an und erhält demnach 500 kg/cm^2 als zulässig. Bessere Sorten haben bis 7 t Bruchfestigkeit.

Im vorliegenden Falle war das Verhältnis der Höhe des Stützens zum Trägheitsradius



Abb. 270.

etwa 3, also für die Knickung ohne Bedeutung. Beim Versuche der Gußeisensäule Nr. I war in runden Ziffern $x = 25$. Die Tetmayersche Abminderung beträgt $\sigma = 1 - 0,01546 x \times 0,00007 x^2$; für $x = 25$ ist $\sigma = 1,0437 - 0,386 = 0,658$.

Für das in dem vorliegenden Versuche benützte minderwertige Handelsgußeisen von einer Druckfestigkeit von $5 t/cm^2$ war also bei einer Säule mit $x = 25$ zu erwarten $= 0,658 \times 5000 = 3290 kg/cm^2$. Wir wissen, die Säule Versuch Nr. I hatte eine Festigkeit von $3420 kg/cm^2$ ergeben, was wohl als eine hinreichende Übereinstimmung bezeichnet werden kann. Der Rest der noch nicht beschriebenen Versuche hat den Zweck, den Wert einer richtigen Ummantelung einer Gußeisensäule in Eisenbeton gegenüberzustellen einer falschen Ausführung dieser Art. Das von Dr. F. v. E m p e r g e r aufgestellte Prinzip dieser Art besteht darin, daß die Entfernung der Bügel in einer solchen Ummantelung wenigstens gleich der Wandfleischstärke des Ringes δ sein soll, also nicht abhängig vom Säulendurchmesser d , sondern von δ ist und daß nur durch eine Umschnürung in der Entfernung δ die gewöhnliche Druckfestigkeit des Betonringes sichergestellt erscheint, sowie weiters, daß erst durch eine weitere darüber

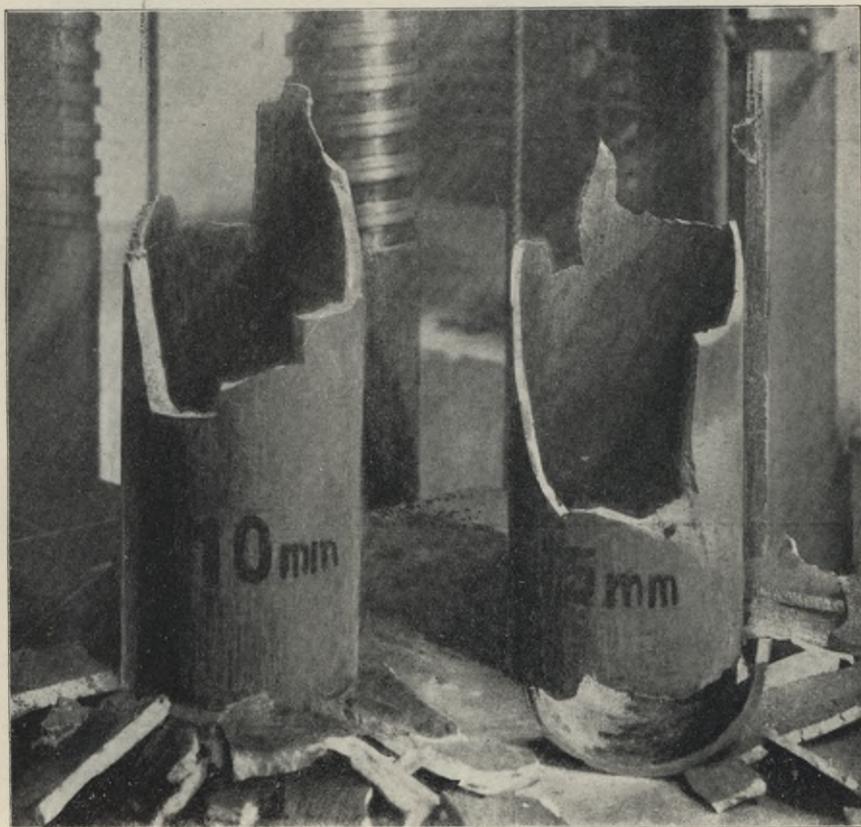


Abb. 272.

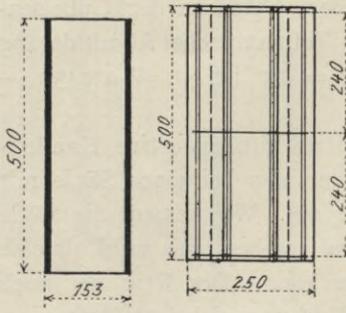


Abb. 273.

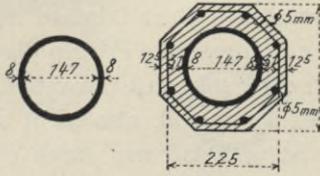


Abb. 274.

hinausgehende Verdichtung der Umschnürung eine Erhöhung der Druckfestigkeit erzielt werden kann, oder mit anderen Worten, daß eine derartig verschnürte Säule nicht als statisches Ganze abhängig vom Säulendurchmesser zu behandeln ist, sondern die Fleischstärke des Ringes hierfür maßgebend erscheint. Dieses Prinzip wird mit Hinweis auf die Ausführungen*) von Geheimrat Professor Rudeloff über die Bildung von Kegeln durch die Abb. 42 illustriert.

Die Versuche Nr. IX und X sind der ausführenden Praxis nachgebildet worden.

Für die reine Gußeisensäule wird mindestens eine 10fache Sicherheit verlangt. Diese sonst beispiellose Sicherheit wird durch den spröden trügerischen Charakter des Materiales begründet.

Um darzutun, daß diese Eigenschaft durch eine unzureichende Umarmung nicht behoben wird, dient der Versuch Nr. X (Abb. 274 u. 275), bei welchem die schwache vertikale Armatur der früheren Versuche aus Serie I beibehalten wurde. Der Bruch dieser Säulenstützen hat sich nur unwesentlich

*) Beton und Eisen 1910.

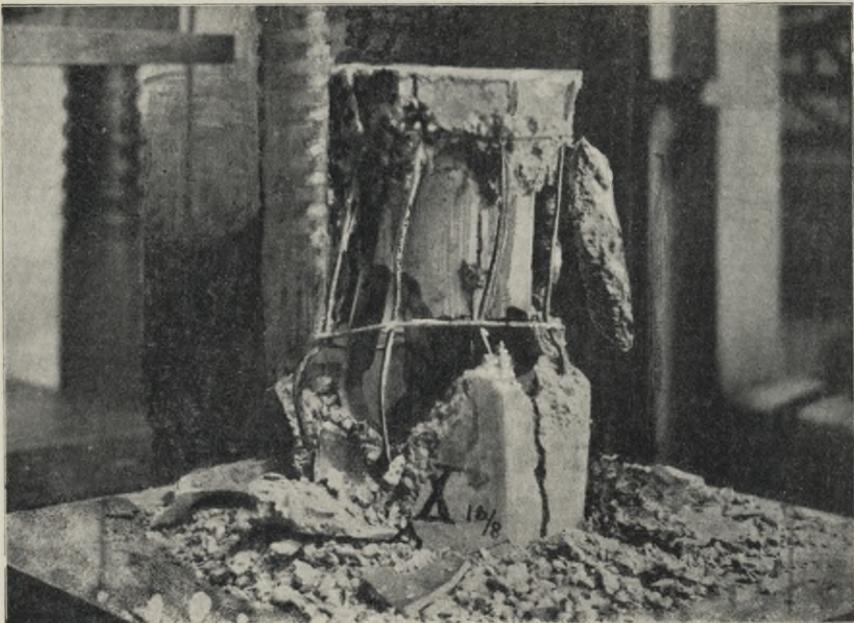


Abb. 275.

von dem einer reinen Gußeisensäule unterschieden. Es wurde nur das Fortschleudern der Bruchstücke durch das Eisennetz aufgefangen. Die Bruchform ist sonst genau dieselbe. Die Bruchlast dieser Säule betrug $143,5 t$ gegenüber $209 t$ bei einer nicht ummantelten Säule. Der Bruch erfolgte plötzlich mit großem Knall.

Wie vom Referenten eingangs erwähnt wurde, entspricht dem gleichen Stauchungswert des Betons (90 Tage alt, Mischungsverhältnis 1:3) bei einer Beanspruchung von $350-360 \text{ kg/cm}^2$ eine Gußeisenbeanspruchung von 1700 kg . (Abb. 35; siehe auch am Schluß.)

Bei 2000 kg/cm^2 Beanspruchung des Gußeisens ist die Zusammendrückung desselben so groß, daß der Beton bei gleicher Zusammendrückung schon längst zerstört sein müßte. Infolge der Umschnürung wird allerdings die Lastauf-

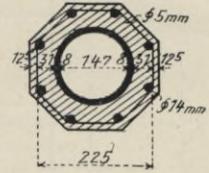
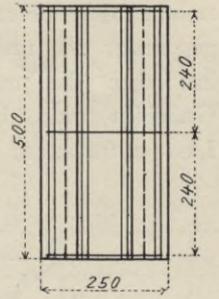


Abb. 276.



Abb. 277.

nahme des Betons größer (sobald die Schale infolge Querdehnung los gesprengt ist und Stadium II beginnt). Reißt nun die Umschnürung, so hat dies die momentane Zerstörung des Betonkerns zur Folge. Das Gußeisen muß im selben Augenblick die vom Beton bisher getragene Last aufnehmen, wodurch die Beanspruchung des Gußeisens plötzlich um

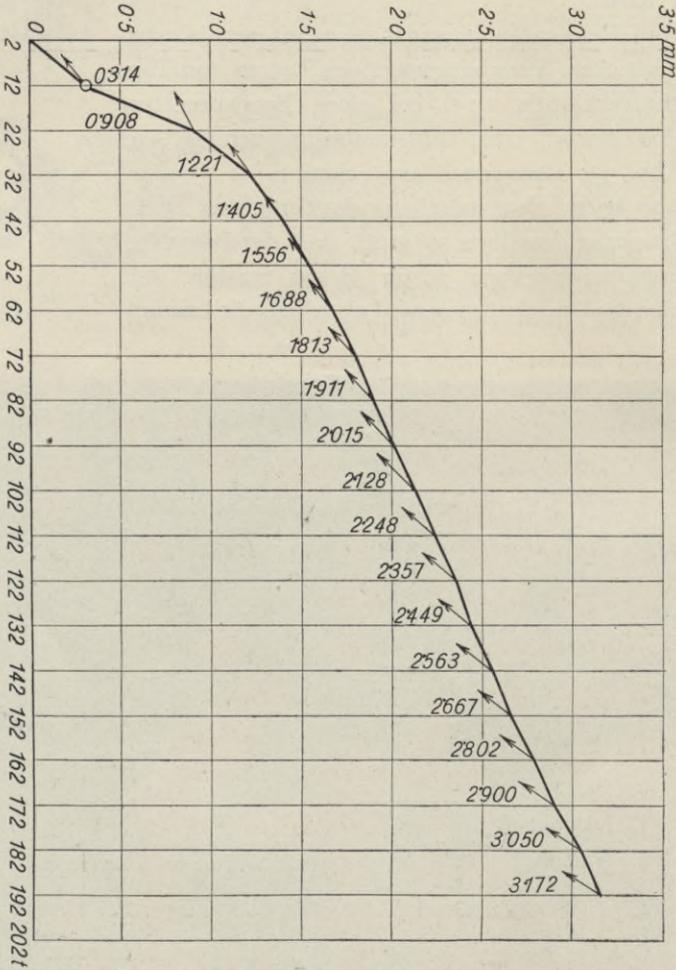


Abb. 279. Säule XV.

etwa 1500—1800 kg/cm^2 vermehrt wird, welche augenblickliche Lastvermehrung in ihrer Wirkung dieselbe ist wie ein starker Schlag und sich auch als solcher hörbar äußert.

Bei dem Versuch Nr. IX (Abb. 276 und 277) mit stärkeren Rundeisen zeigte sich eine Bruchlast von 169 t und ergibt dieselbe Rechnung mit Bezug auf Versuch VIII

Gesamtlast auf dem Beton 352×130 45.7 t
 Gesamtlast auf den Eisen 12.3×2200 27.0 „
 Auf das Gußeisen entfallen also 96.3 „
 zusammen 169.0 t

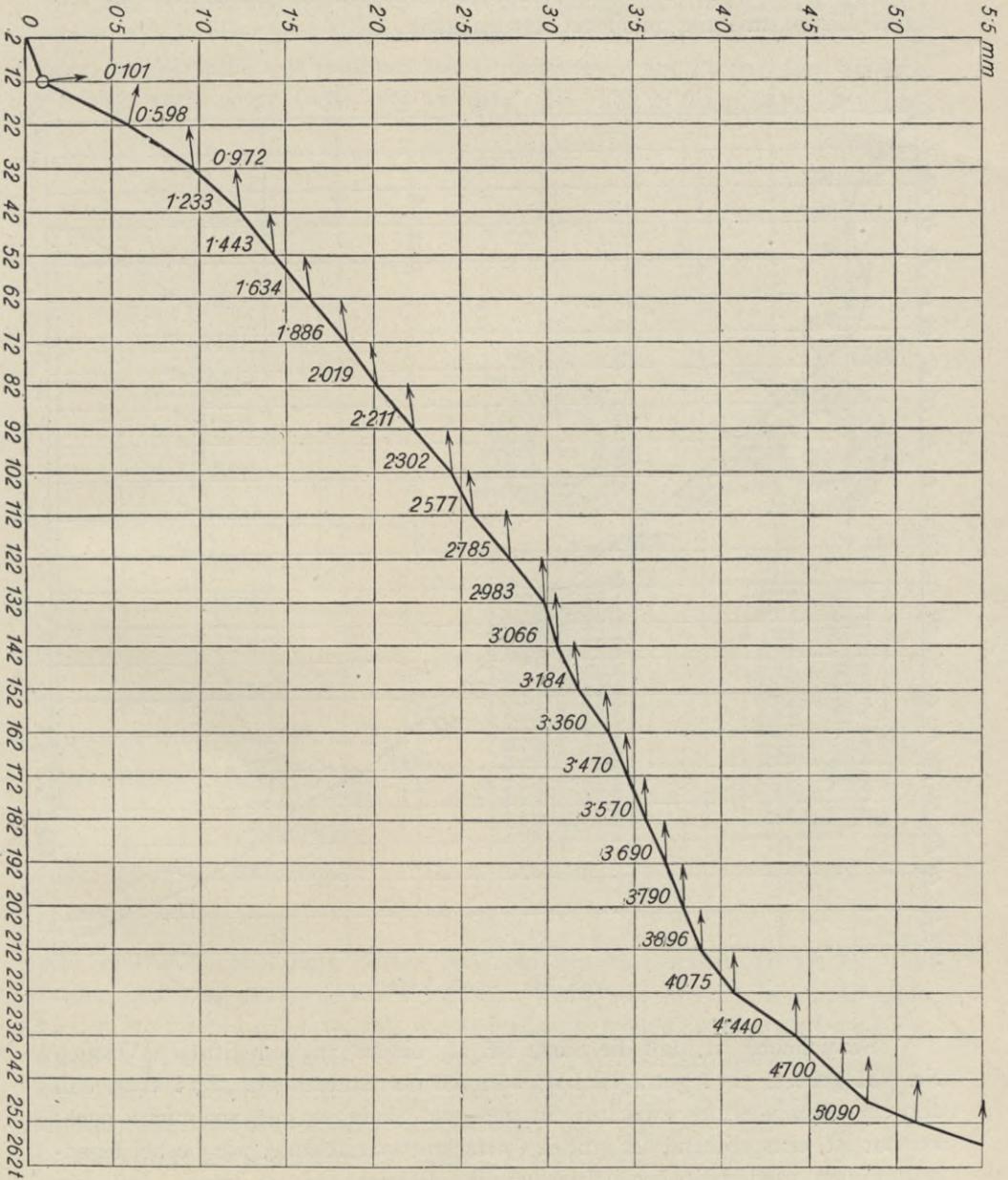


Abb. 280. Säule XIV.

Die Erhöhung ist allein auf die stärkeren Rundeisen zurückzuführen und hat das Gußeisen nach dieser Annahme 2680 kg/cm^2 oder fast genau dieselbe kritische Belastung wie zuvor getragen, was einen Abfall von 50 v. H. gegen den Versuch mit dem nicht verstärkten Stützen darstellt.

Man wird sich erinnern, daß ein ganz ähnlicher Abfall an Festigkeit bei dem Versuch Nr. II im Beton beobachtet wurde und derselbe durch eine sehr starke Längsarmierung gemildert werden kann.

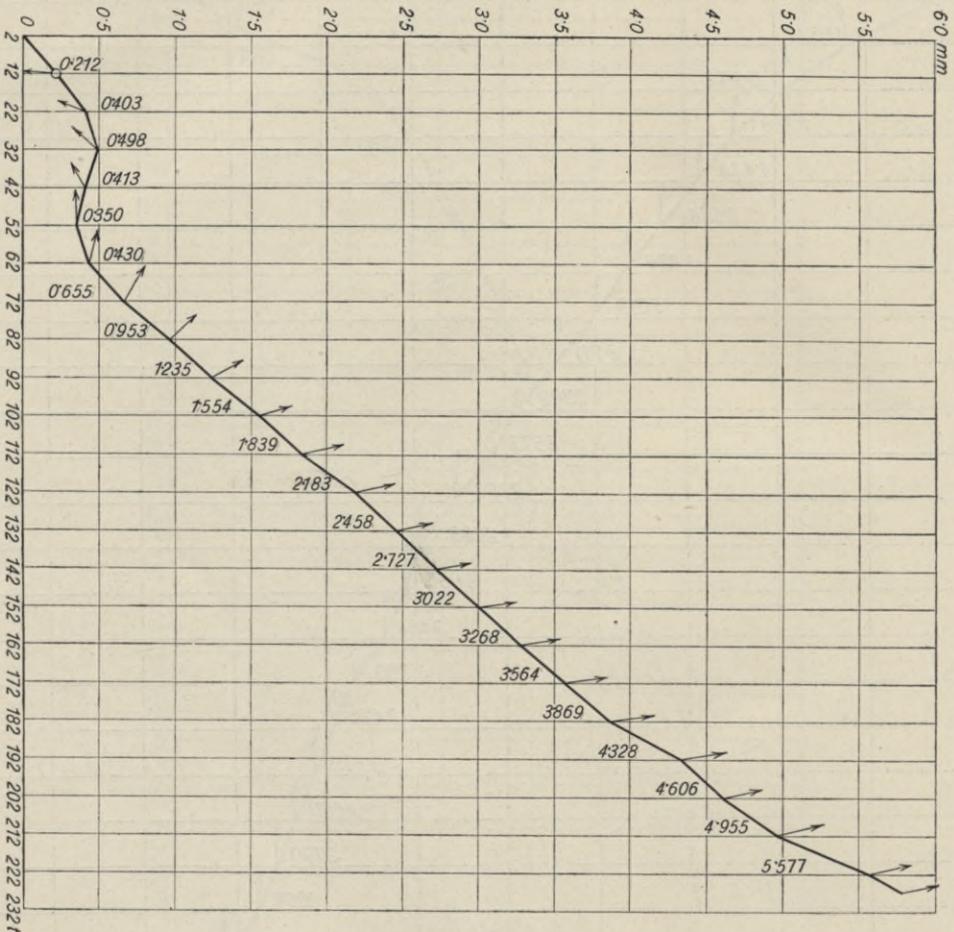


Abb. 281. Säule XIII.

Bezeichnend ist, daß die Säule Nr. II, welche zu dem Stützen Versuch Nr. VII gehört, 315 t getragen hat, während der Stützen nur 267 t trug, daß also eine Abminderung zwischen Stützen und Säule so gut wie nicht nachweisbar ist, entsprechend der großen Querschnittsversteifung, wie sie bei Eisenbetonsäulen wiederholt beobachtet wurde. Bezeichnend ist ferner, daß dies trotz der bedeutenden elastischen Verbiegung der Säule Nr. II eintritt. Unter

diesen Umständen ist eine Sicherheit von 10 absolut nicht gerechtfertigt, sondern nur jene von einer gewöhnlichen Eisensäule am Platz oder aber doch eine solche von 5, wie man sie im Eisenbetonbau für nötig hält.

In den Abb. 279—282 sind die Schaulinien der Ausbiegungen der 3 Säulen und des Gußeisenrohres dargestellt.

Zur Beurteilung des Wertes dieser Anordnung ist ein Vergleich des Versuches Nr. II eines umschürzten Säulenstützens mit 218·2 t Bruchlast und einer der Versuche mit umschürzten Gußeisenrohre am Platz. Der Versuch Nr. VII weist 267 t (Abb. 283 und 284), Nr. V 332 t auf (Abb. 285 und

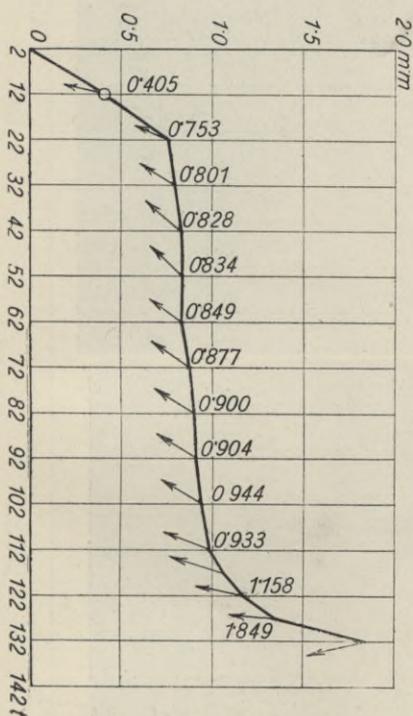


Abb. 282. Gußeisenrohr.

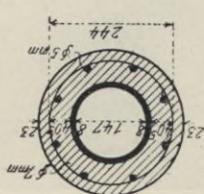


Abb. 283.

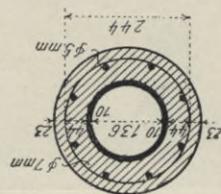
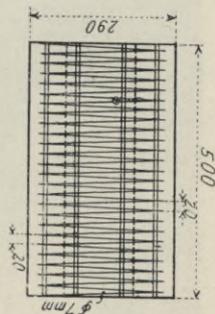
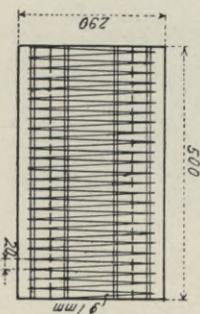


Abb. 285.



286) und ähnliche Ziffern finden sich bei den Säulen Nr. II bis IV, die zeigen, daß also, dieselbe Säule, wenn sie mit einem Hohlraum hergestellt wird, wesentlich höhere Belastungen zu tragen imstande ist. Die Kosten der selbsttragenden Eiseneinlagen sind verhältnismäßig billig, insbesondere da weitere Schalungskosten entfallen; schließlich kommt in Betracht, daß der auf diese Weise geschaffene Hohlraum für reine Eisenbetonbauten eine große Wichtigkeit besitzt, sei es für Leitungen, Ventilation oder mit entsprechender Auskleidung auch für Heizungen, wobei natürlich durch entsprechende Ausbildung

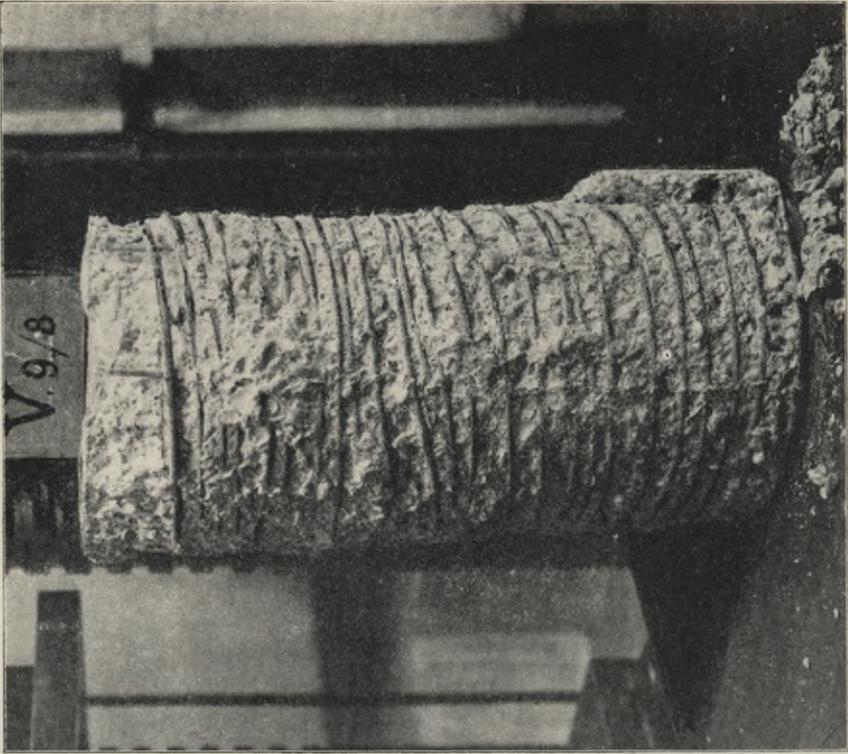


Abb. 286.

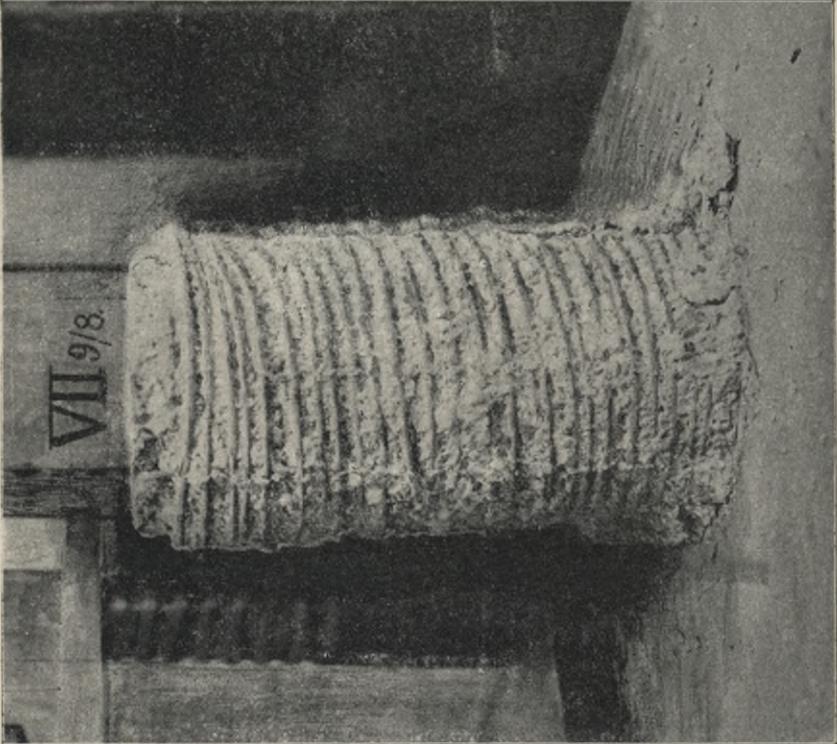


Abb. 284.

Stauchungen in mm p. l. m.

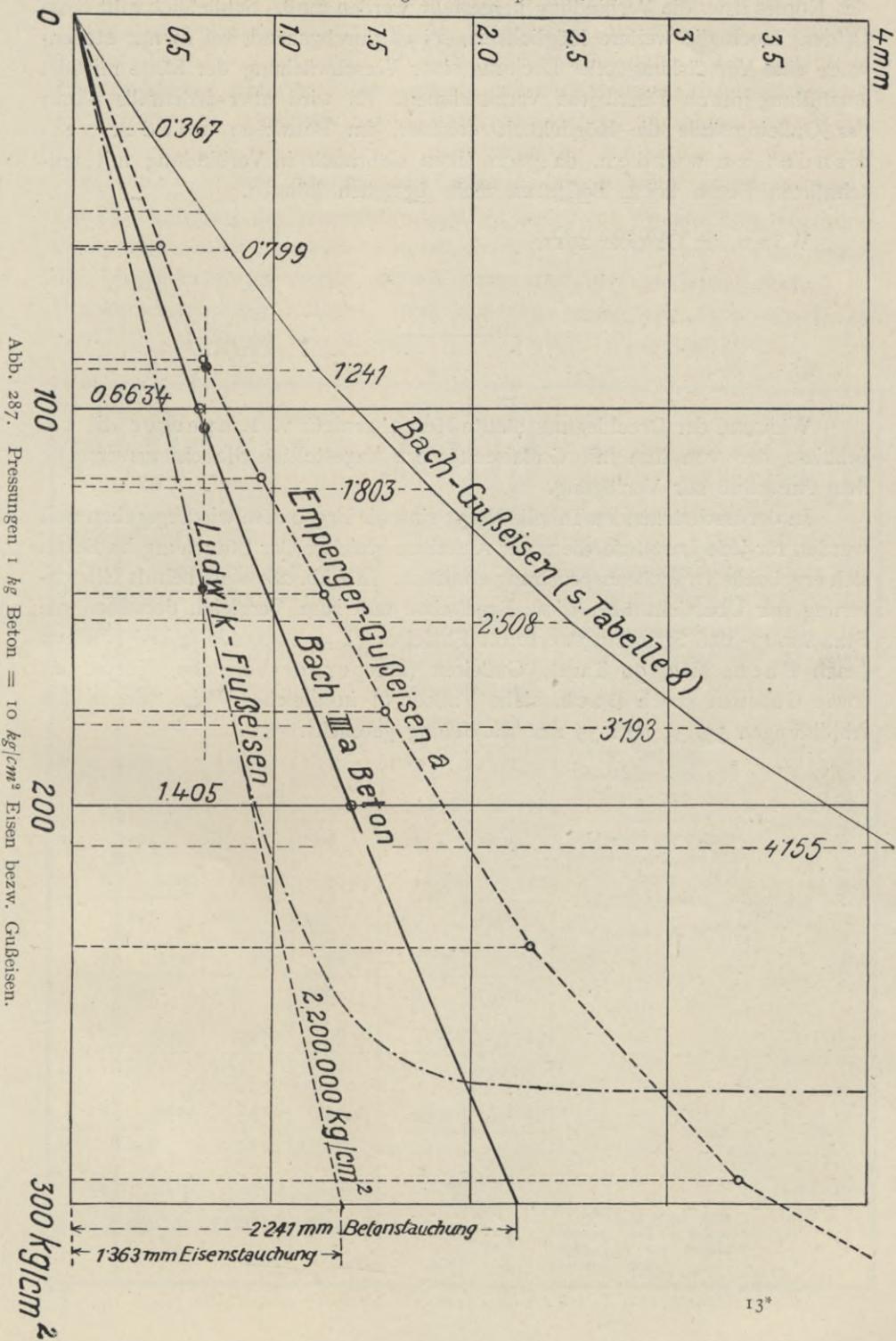


Abb. 287. Pressungen 1 kg Beton = 10 kg/cm² Eisen bezw. Gußeisen.

Stauchungswerte für Gußeisen (3 verschiedene Sorten), Flußeisen und Beton.

des Kopfes usw. die Verbindung hergestellt werden muß. Schließlich gibt diese Öffnung noch die weitere Möglichkeit, sei es durchgehend, sei es nur stellenweise eine Verstärkung oder Deckung einer Verschwächung der Säule mittelst Ausfüllung durch Eisenbeton vorzunehmen. Es wird aber jedenfalls damit der Gußeisensäule die Möglichkeit eröffnet, im Bauwesen wieder verwendet zu werden, da gegen ihren Gebrauch in Verbindung mit umschnürten Beton keine Bedenken mehr bestehen können.

Wien, im Oktober 1911.

Während der Drucklegung stellte Herr Ingenieur v. Emperger die Ergebnisse der von ihm mit Gußeisenkörpern angestellten Stauchungsversuche dem Ausschuß zur Verfügung.

In der nachstehenden Tabelle Nr. 31 sind die Ergebnisse wiedergegeben und wurden für jede Laststufe die unter Annahme gleichgroßer Stauchung im Beton sich ergebende Druckbeanspruchung ermittelt. In Abb. 287 sind behufs Erleichterung der Übersicht über diese Ergebnisse und zum Vergleich derselben die Stauchungs- und Spannungswerte für Flußeisen ($E = 2,200.000 \text{ kg/cm}^2$), Beton (nach Bach, IIIa, 90 Tage), Gußeisen (Emperger-Versuche, Körper a), sowie Gußeisen (nach Bach, siehe Tabelle 8) in gleicher Weise wie in den Abbildungen 33, 34 und 35 zur Darstellung gebracht.

Tabelle Nr. 31.

Protokoll eines Stauchversuches, durchgeführt in der k. k. techn. Hochschule (Wien).

Körper *a*; eine Stange aus Gußeisen, Querschnitt 37×22 mm.

Zur Durchführung des Versuches wurde ein Stück von 150 mm Länge heruntergeschnitten, allseits bis zum undurchlochtem Querschnitt bearbeitet und sodann die Längenänderung zweier gegenüberliegender 10 cm langer Fasern bei Druckbeanspruchung mittelst Spiegelapparates gemessen, Stablänge 15 cm, Meßlänge 10 cm, Querschnitt $1.98 \times 1.72 = 3.41$ cm².

Last in Tonnen	Spannung in kg/cm ²	Ablesung in $\frac{1}{1000}$ cm		Ablesung in $\frac{1}{1000}$ cm gerech- net für die mitt- lere Faser	Stauchung in mm auf 100 cm Meßlänge	Bemerkungen:	Dem gleichen Stauchungswert entsprechende Druckbean- spruchung des Betons (Bach III.) in kg/cm ²
		rechts	links				
1	293	1.00	1.00	1.00	0.100	Elastizitätsmodul: ist gerechnet aus den mittleren elastischen Form- änderungen bis zur Spannung von 1760 kg/cm ² , E = 1,130.000 kg/cm ² Der Dehnungs- koeffizient ist ge- rechnet: aus den mittleren gesamten Form- änderungen bis zur Spannung von 1760 kg/cm ² , E = 1,000.000 kg/cm ²	
2	586	4.60	4.32	4.46	0.446		74
1	293	1.52	1.16	1.34	0.134		103
3	879	5.66	7.42	6.54	0.654		
1	293	1.60	1.40	1.50	0.150		144
4	1172	8.20	10.80	9.50	0.950		
1	293	1.80	1.92	1.86	0.186		183
5	1466	10.88	14.64	12.76	1.276		
1	293	2.12	2.68	2.40	0.240		220
6	1760	13.40	18.00	15.70	1.570		
1	293	2.50	3.56	3.03	0.303	309	
8	2345	19.82	26.56	23.19	2.319		
1	293	3.80	6.60	5.20	0.520	—	
10	2930	29.60	38.00	33.80	3.380		
1	293	7.34	12.48	9.91	0.991	—	
12	3520	44.54	54.44	49.49	4.949		
1	293	16.60	24.18	20.39		—	
14	4105	—*)	—*)	—*)			
1	293	34.66	46.72	40.69		*) Sind ohne Able- sungen, weil die Spiegel außerhalb des Meßbe- reiches traten.	—
		—*)	—*)	—*)			

Aus der Tabelle sowohl, wie aus der Abbildung geht hervor, daß mit Rücksicht hierauf die Übertragungswerte zwischen einem bestimmten Beton und Gußeisen weit größeren Schwankungen unterliegen, als die Übertragungswerte zwischen einer bestimmten Betonsorte- und verschiedenen Flußeisensorten (Abb. 33).

Die Seite 59 gegebenen Zahlenverhältnisse erfahren sonach eine Erweiterung; die den Stauchungswerten des von Dr. v. Emperger untersuchten Gußeisenstabes entsprechenden Druckbeanspruchungen für Beton (Bach IIIa) sind der Tabelle beigelegt.

Wie sich aus Abb. 287 entnehmen läßt, ist es ohne genaue Kenntnis der Stauchungswerte der einzelnen Baustoffe: Gußeisen, Beton und Flußeisen, ungemein schwierig, auch nur annähernd Rechnungsannahmen zu machen, wenn Stauchungs- und Zug-Versuche der betreffenden Baustoffe nicht vorliegen.

Aus den Versuchen mit Gußeisensäulen, welche mit umschnürtem Beton ummantelt waren, wurden Näherungswerte für das Bruchstadium gerechnet, welche natürlich bei genauer Kenntnis der Stauchungswerte in mancher Beziehung Änderungen erfahren dürften, ohne daß hiedurch die grundsätzliche Frage in irgend einem Belange geändert würde; lediglich die Größe des Anteils am Widerstand der einzelnen Baustoffe würde eine Veränderung erfahren, da ja die Verschiedenheit der Stauchungswerte für Gußeisen bei gleicher Beanspruchung allein schon eine ziemlich bedeutende ist und hiezu noch die Verschiedenheiten der Stauchungswerte des Betons, sowie auch des Flußeisens, ferner die Querdehnungen in Betracht zu ziehen wären und schließlich auch die Zugfestigkeit des verwendeten Flußeisens sowie die Dehnungsfähigkeit des Betons ihren Einfluß bei den höheren Laststufen geltend machen werden.

Zur Feststellung beziehungsweise Aufhellung dieser Verhältnisse bleibt der Forschung sonach ein ergiebige Feld offen.

Wien, im Juni 1912.

Ingenieur Joseph Ant. Spitzer.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306770

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306771

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

1807

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306772

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306773

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303514

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303515

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303516

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303517

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297171