

RASCHES BAUTEMPO IM EISENBETONBAU.

Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, Siegkreis.

Die Zeiten, in denen die Ausführung von Eisenbetonbauten verhältnismäßig langsam vor sich ging, sind vorbei. Eisenbetonbauten können heute in sehr kurzer Zeit ausgeführt werden¹.



Abb. 1.

In vielen Fällen kann man geradezu von Rekordleistungen sprechen. Dies wird ermöglicht durch Anwendung rationeller Bauverfahren mit ausgedehntem Maschineneinsatz, durch Verwendung versetzbarer oder gleitender Schalungen, und der Baufortschritt wird noch weiter beschleunigt durch Verwendung hochwertiger, d. h. schnell erhärtender Zemente, die es ermöglichen, Schalungen und Rüstungen in kürzerer Zeit wegzunehmen, als bei gewöhnlichem Zement. Es kommt hinzu, daß der Eisenbetonbau unabhängig von Werkstattarbeit ist, die Ausführung an der Baustelle kann sofort nach Auftragserteilung beginnen, und als Bauzeit muß ja die Zeitspanne gelten, die zwischen Auftragserteilung und Fertigstellung des Rohbaues liegt. Daß die Bauzeit bei neuzeitlichen Eisenbetonbauten tatsächlich äußerst kurz ist, mögen die folgenden Beispiele zeigen.

Die Abbildungen 1, 2 und 3 zeigen die Ausführung eines Geschäftshauses für die Nordische Baugesellschaft in Kiel, ausgeführt von der Wayss & Freytag A.-G., Hamburg. (Architekt Ernst Stoffers, Kiel.) Das Gebäude besteht aus 6 Stockwerken und wurde als Eisenbeton-Gerippebau mit Mauerwerksausfachung ausgeführt. Zwei Giebelwände im Anschluß an bestehende und

zukünftige Bauten sind als tragende Mauerwerkswände ohne Eisenbetonstützen hergestellt worden. Das Gebäude ist auf Holzpfehlern gegründet. Mit der Pfahlrammung wurde am 15. April 1929 begonnen. Da der Keller rund 1,5 m im Grundwasser liegt, wurde er mit einer dreilagigen Asphaltpappdichtung isoliert. Kellersohle und Kellerwände sind zur Aufnahme des durch den Grundwasserüberdruck entstehenden Auftriebes ausgebildet. Am 10. Mai 1929 war die Eisenbetonfundierung beendet, am 27. August waren sämtliche Eisenbetonarbeiten fertig gestellt. Bei der Ausführung der Geschoßdecken von Kellerdecke an bis zum Dach wurde durchweg jede Woche eine vollständige Decke fertig gestellt. Abb. 1 zeigt den Bauzustand am 7. Juni, Abb. 2 am 25. Juli und Abb. 3 am 1. August 1929.

Die Abb. 4 bis 6 zeigen den Baufortschritt bei der Errichtung eines Erweiterungsbaues der Papierfabrik C. Scheufelen in Oberlemmingen bei Kirchheim/Teck, eine Ausführung der Wayss & Freytag A.-G., Stuttgart. (Architekt A. Eitel, Stuttgart.) Das Gebäude hat Grundrißabmessungen von 99 x 24,65 m und 21 m Höhe. Der Auftrag zur Ausführung wurde Mitte Mai 1929 erteilt, am 22. Mai wurde mit der Gründung begonnen, und am 15. Juni war sie beendet. Am 20. Juli war die erste Decke fertig, am 2. August die zweite, am 16. August die dritte und am 5. September die vierte. An



Abb. 2.

¹ Vgl. Dipl.-Ing. A. Weiß: „Baufortgang im Eisenbetonskelettbau“, Zement 1929, Nr. 35, S. 1076. Dr.-Ing. W. Petry: „Schnelle Ausführungsmöglichkeit und Winterarbeit im Eisenbetonbau“, Die Bauzeitung, Stuttgart 1929, Heft 38, S. 405.

diesem Tag war also das Eisenbetongerippe bis zum Hauptgesims fertiggestellt, und am 7. September waren sämtliche Eisenbetonrohbauarbeiten beendet. Die Ausfachung der Wände

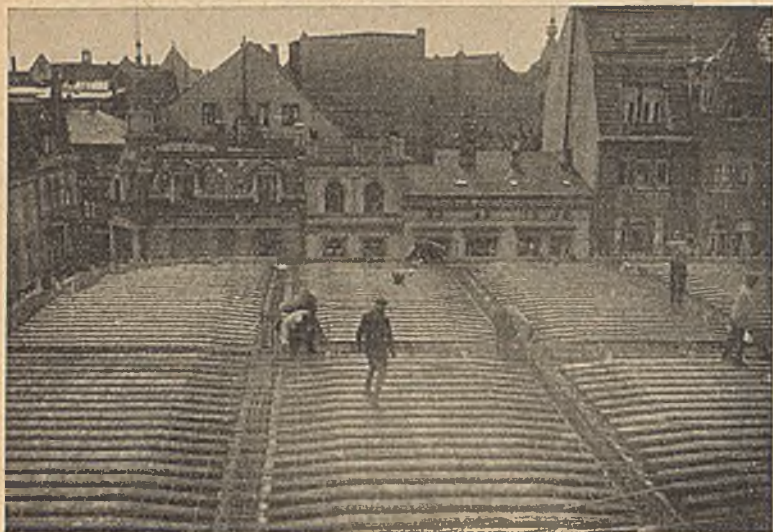


Abb. 3.

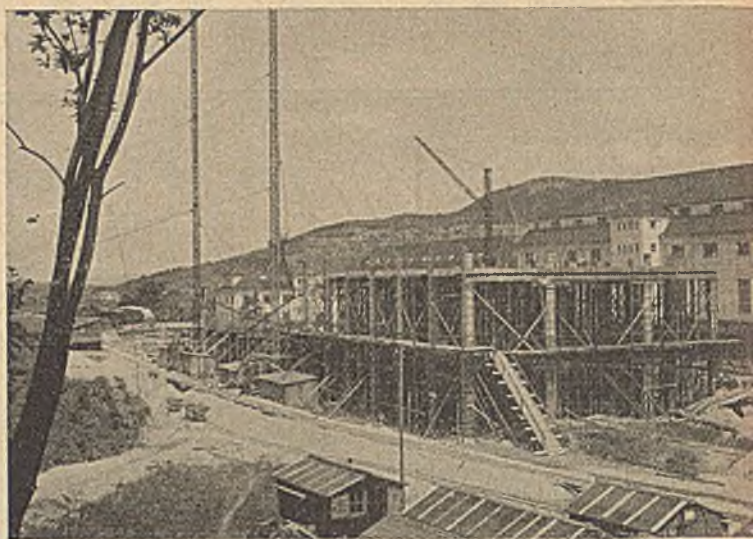


Abb. 4.

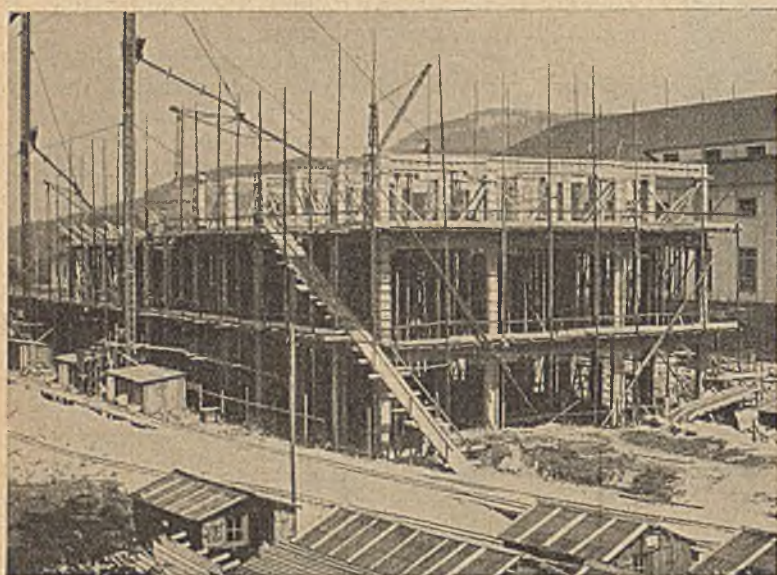


Abb. 5.

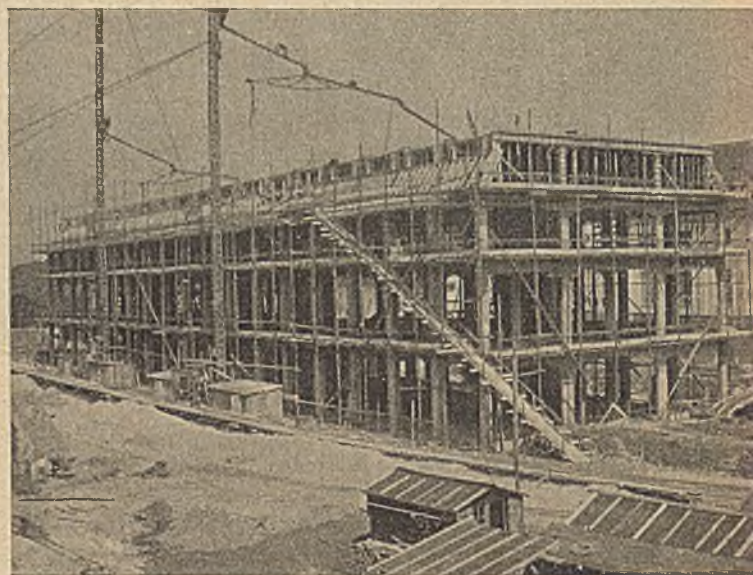


Abb. 6.



Abb. 7.

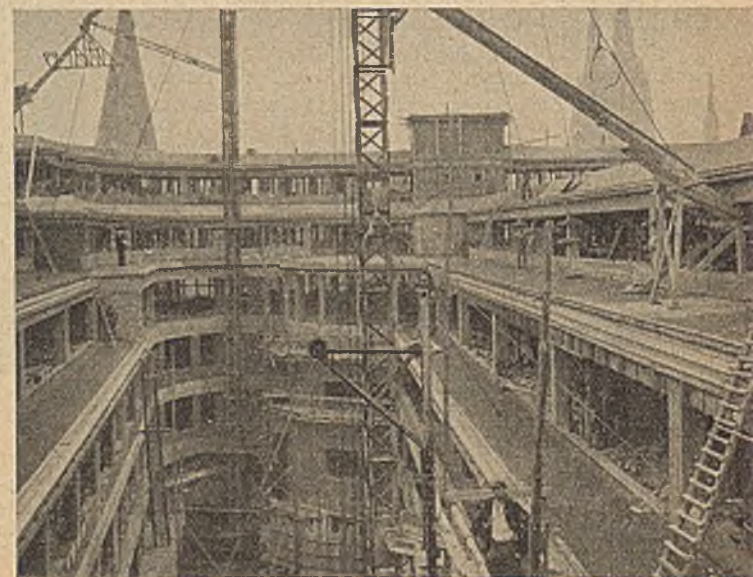


Abb. 9.



Abb. 8.

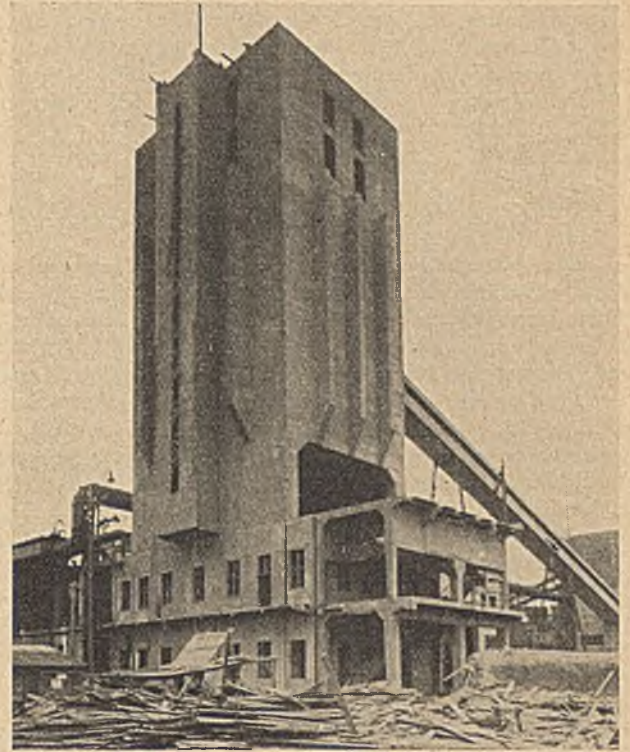


Abb. 11.



Abb. 10.

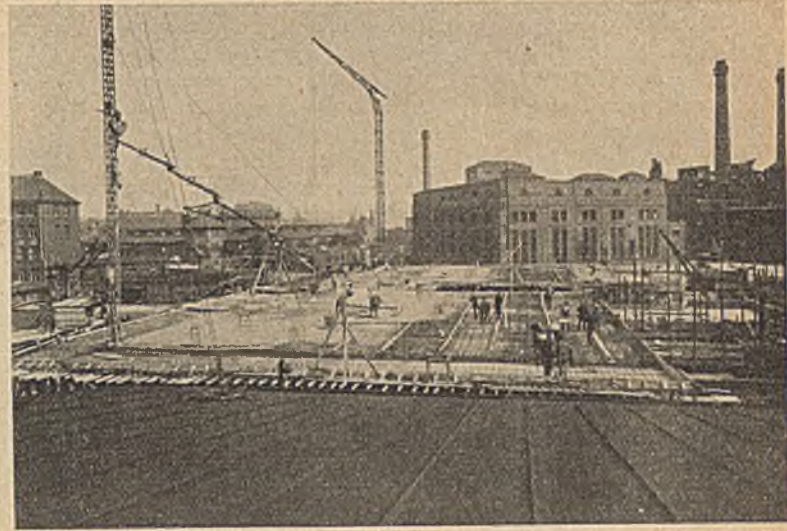


Abb. 12.



Abb. 13.

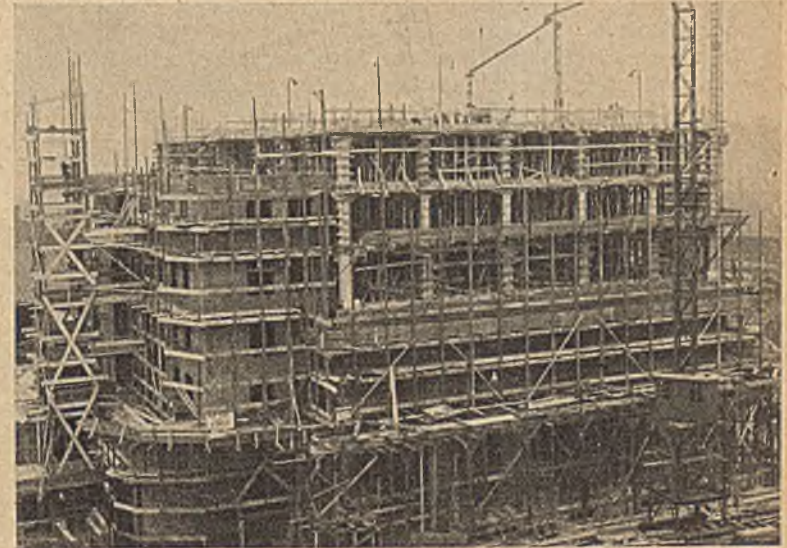


Abb. 14.

wurde vom 1. bis 22. September ausgeführt. Hemmend für den Baufortschritt war, daß durch verspätete Lieferung der Hohlsteine für die Rippdecken fünf Tage Verzögerung eintraten, ferner war die Gründung schwierig, es kamen acht Regentage hinzu, und schließlich war die Betonierungsarbeit des vierten Stockwerkes sehr erschwert, da die schrägen Mansarden eine doppelte Schalung notwendig machten. Trotz alledem wurden die Eisenbetonrohbauarbeiten des Hochbaues mit 51 250 m³ umbautem Raum einschließlich der Gründung in 3 ½ Monaten ausgeführt. Abb. 4 zeigt den Bauzustand am 4. Juli, Abb. 5 am 19. Juli und Abb. 6 am 21. August 1929.

Ein weiteres Beispiel ist der Geschäftshausneubau Dischhaus in Köln, ursprünglich Columbahaus genannt, der auf dem Gelände des ehemaligen bekannten Dischhotels Mitte 1929 von der Arbeitsgemeinschaft Industriebau Held & Francke A.-G., Abteilung Köln, und Boswau & Knauer A.-G., Abteilung Köln, ausgeführt wurde. (Architekten Prof. Bruno Paul und Regierungsbaumeister Weber, Köln.) Die bebaute Fläche beträgt etwa 2700 m². Hierzu kommt noch ein unterkellertes Hof, der zur Verbindung zweier Straßen als Durchfahrt benutzt wird. Die Gesamthöhe des Bauwerkes, von Oberfläche Kellerfußboden gerechnet, beträgt 27,40 m. Der ganze Eisenbetonbau wurde in rd. 50 Arbeitstagen ausgeführt, d. h. das Gebäude wuchs jeden Arbeitstag mit einer Arbeitsschicht um etwa 55 cm. Jeden Tag wurden im Durchschnitt etwa 400 m² Decken mit den dazugehörigen Stützen und Treppen hergestellt. Dabei ist so wirtschaftlich wie möglich gearbeitet worden. Es kommt ja bei solchen Bauaufgaben nicht darauf an, daß man ohne Rücksicht auf die Kosten einen Schnelligkeitsrekord erzielt, sondern die Bauausführung darf dabei auch nicht teurer werden als sie normalerweise kostet. Hierzu ist eine gute, sorgfältig durchdachte Baustelleneinrichtung nötig, wie sie hier vorhanden war. Abb. 7 (vom 5. Juni 1929) zeigt die Baustelle beim Weggang des Abbruchunternehmers und beim Baugebinn, Abb. 8 stammt vom 12. Juli und zeigt die Herstellung des 3. Obergeschosses, und Abb. 9 (vom 22. August) zeigt den fertigen Eisenbetonbau, vom Innenhof aus gesehen. Die Architekten haben sich über die Bauleistung wie folgt geäußert: „Die gesamten Bauarbeiten sind mit einer solchen Energie und Schnelligkeit gefördert worden, daß nicht nur wir als Architekten darüber erstaunt sind, sondern daß die ganze Stadt Köln davon spricht, wie der Umbau über Nacht von Stockwerk zu Stockwerk wächst.“

Die Abbildungen 10 und 11 stammen von der Kokerei Robert Müser, Werne bei Langendreer. Abb. 10 zeigt die Kohlenturmabgrube, aufgenommen am 20. März 1928, Abb. 11 den fertigen Kohlenturm, aufgenommen am 20. August 1928, also fünf Monate später. Bauherr war die Harpener Bergbau- A.-G., ausführende Firma die Hochtief, A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, Niederlassung Dortmund.

Das Heringskühlhaus im Hamburger Hafen mit einer Gesamthöhe von 32 m und einem umbauten Raum von 44 000 m³ wurde von der Wayss & Freytag A.-G., Hamburg, als Eisenbetongerippebau mit Pilsdecken in fünf Monaten einschließlich der Gründung ausgeführt. (Architekt Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. e. h. Fritz Schumacher, Hamburg.) Der Auftrag wurde am 3. Mai 1928 erteilt, und mit der Gründung wurde am 15. Mai begonnen. Die Kellergeschoßdecke war am 13. August fertig, die Erdgeschoßdecke am 27. August, die Decke über dem 1. Obergeschoß am 5. September usw. Abb. 12 zeigt den Bauzustand am 25. August, Abb. 13 am 21. September (nicht ganz einen Monat später!), Abb. 14 am 6. Oktober, und Abb. 15 stellt das fertige Kühlhaus dar. Die Klinkerausfachung wurde am 21. September begonnen und am 15. November beendet. Auf den Baufortgang hemmend wirkte der Umstand, daß der Gießmast aus verkehrstechnischen Gründen in etwa 15 m von der Gebäudeflucht montiert werden mußte und infolgedessen das Versetzen der Rinnen sehr umständlich war, teilweise



Abb. 15.

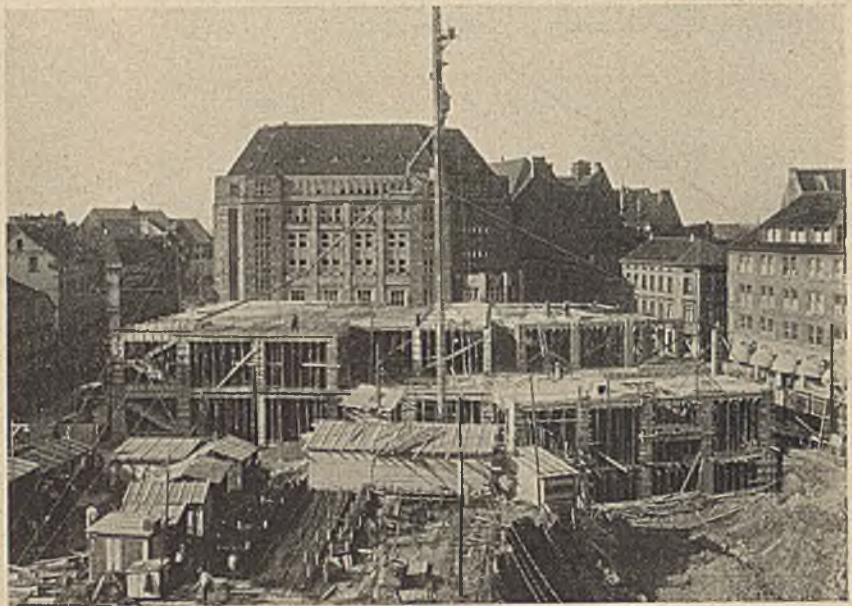


Abb. 16.



Abb. 17.

auch ein Hilfsmast verwendet werden mußte. Ferner wurden statt der bei der Ausschreibung vorgesehenen 8 m langen Eisenbetonpfähle zur Gründung 11 m lange Pfähle notwendig, was den Baufortschritt um etwa 4 Wochen verzögerte.

Die Abb. 16 und 17 zeigen das Westfalenhaus in Dortmund im Bauzustand am 1. September 1928 und fertig. Mit den Ausschachtungsarbeiten des 100 000 m³ umbauten Raum fassenden Gebäudes wurde am 5. Juli 1928 begonnen, und die Eisenbetonarbeiten waren am 15. Dezember desselben Jahres

beendet. Architekt Dr.-Ing. e. h. Körfer, Köln, Ausführung Arbeitsgemeinschaft Hochtief A.-G., Dortmund, und Glückaufbau A.-G., Dortmund.

Die Beispiele, die noch sehr vermehrt werden könnten, zeigen, daß im Eisenbetonbau heute hervorragende Baugeschwindigkeiten erreicht werden. Die industriell und rationell eingerichtete Eisenbeton-Baustelle bewirkt eben in bezug auf Bautempo und Anpassungsfähigkeit besondere Leistungen, die von keiner anderen Bauweise übertroffen werden können.

BERECHNUNG VON SPUNDWÄNDEN.

Von Dr.-Ing. O. Luettkens, berat. Ingenieur, Dortmund.

Die Frage nach den Kräften, welche in dem beiderseits vom Erdreich umgebenen unteren Teil der Spundwand auftreten, läßt sich bekanntlich nicht mathematisch exakt beantworten. In dem Bestreben der Wahrscheinlichkeit möglichst nahezukommen, entwickeln u. a. Professor O. Franzius in „Der Grundbau, Seite 108ff.“ und Dr.-Ing. H. Krey in „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 3. Auflage, Seite 180ff.“ ein Verfahren, welches eine Lösung von ziemlich großer Genauigkeit liefert. Die vorliegende Arbeit bezweckt nicht eine Umgehung dieser Schwierigkeit bei der endgültigen ausführlichen statischen Berechnung, sondern soll lediglich die Wechselbeziehungen zwischen der Profilwahl und der Anzahl von Aussteifungen bzw. Verankerungen zeigen und dadurch die Entwurfsbearbeitung erleichtern. Zu diesem Zweck sollen Tafeln zur Querschnittsbemessung aufgestellt werden, welche die statischen Vorarbeiten für die Gesamtkostenermittlung einer Spundwand einschließlich der erforderlichen Aussteifungen bzw. Anker in kürzester Zeit ermöglichen. Zunächst ist hierzu eine Vereinfachung der Belastung erforderlich. Der geringe Grad von Genauigkeit bei den Erddruckannahmen berechtigt nach Ansicht des Ver-

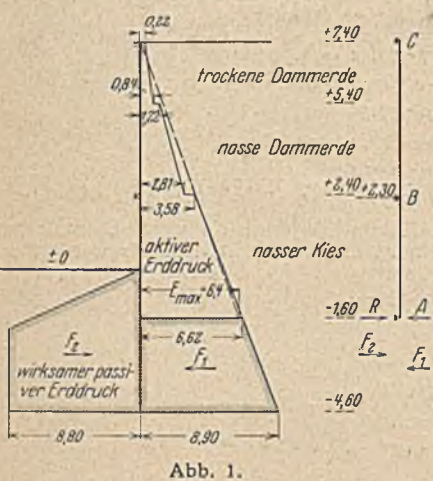


Abb. 1.

fassers zu der weiteren Ungenauigkeit, in Vorberechnungen die gebrochene Belastungsfläche durch ein Dreieck zu ersetzen, dessen Basis in Höhe eines theoretischen Auflagers liegt. Die Größe und Lage des theoretischen Auflagers ergibt sich daraus, daß die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt werden müssen, d. h. die Auflagerreaktion aus der schraffierten Dreieckslast muß der Differenz von $F_2 - F_1$ entsprechen und der Lage nach mit der Resultierenden von F_1 und F_2 zusammenfallen.

Man sieht aus der Abb. 1, daß an der Stelle des theoretischen Auflagers A noch ein geringes negatives Moment auftritt. Der entlastende Einfluß des negativen Momentes in A kann unbedenklich vernachlässigt werden. Eine tatsächliche Einspannung kommt sehr selten vor. Da indes dem Verfasser ein Fall begegnete, in dem eine Wand zunächst bis auf den Fels gerammt wurde, dann nach erfolgter Ausschachtung aus dem Fels ein Schlitz herausgearbeitet wurde, in den dann die Spundwand einbetoniert wurde, soll diese seltene Möglichkeit einer Einspannung auch berücksichtigt werden. Für die Profilwahl ist diese Frage unwesentlich, wie die spätere Zusammenstellung der Größtmomente zeigt, aber die Aussteifungen werden entlastet.

Die Ungenauigkeit infolge der Umwandlung der Belastungsfläche in ein Dreieck dürfte in den meisten Fällen bedeutungslos sein, da das danach errechnete Spundwandprofil auch ungefähr die gleiche, nur in ihrer Lage verschobene Last aufnehmen kann. Dies erscheint besonders dann zulässig, wenn bei dieser Rechnung die Beanspruchung vorsichtig gewählt wird, während bei genauer Rechnung nach Angabe von Prof. Franzius eine Überschreitung der im Hochbau üblichen Werte wenigstens bis zur Elastizitätsgrenze zulässig erscheint. Viel wichtiger ist die Höhenlage des gewählten theoretischen Auflagers. Auf Grund von einwandfreien Beobachtungen in der Praxis hat sich gezeigt, daß der stellvertretende Auflagerpunkt wesentlich höher liegt, als eine nach obigen Gesichtspunkten angestellte Untersuchung vermuten läßt. Insofern ist also auch in dem später durchgerechneten Beispiel die Lage von A zu ungünstig gewählt. Bei normaler Bodenbeschaffenheit kann man das Maß von A unter der Sohle mit ein Zehntel der freien Höhe annehmen.

Bei Anordnung einer freistehenden Spundwand liegt A meist in $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ des eingerammten Teiles unter der Sohle.

Die Genauigkeit der folgenden Rechnung hängt im wesentlichen von der richtigen Wahl der Lage von A ab. Immerhin bietet die in den Bemessungstafeln gewählte Beanspruchungsgrenze eine genügende Sicherheit dieses Verfahrens.

Unter den gemachten Voraussetzungen wird zunächst eine Tafel aufgestellt für neun verschiedene Unterstützungsarten, aus der die günstigste Feldaufteilung, sowie die Größe der Auflagerreaktion und Größtmomente zu ersehen ist.

Das Maß H bezeichnet die Höhe der Wand vom theoretischen Auflager A bis zur Krone.

Es sei die Basis des Belastungsdreiecks = $E_a \max$, dann errechnet sich der mittlere Erddruckkoeffizient zu

$$k = \frac{E_a \max}{H}$$

Die Ausrechnung der günstigsten Feldaufteilung eines Balkens von konstantem Trägheitsmoment auf mehreren Stützen und der dementsprechenden statischen Größen dürfte als Anwendung der elementaren Statik nicht interessieren.

Bezüglich der Anwendung der Tafel I ist noch zu bemerken:

Dient eine Spundwand zur dauernden Abstützung von zeitweise nassem Erdreich, so ist stets eine Holmunterstützung in der Wandkrone anzuordnen, da andernfalls der Frost eine bleibende Deformation bewirkt. Für eine vorläufige Baugrube ist meist ein Kragträger günstiger.

Der Wahl des Spundwandprofils ist zunächst durch die Rammarbeit je nach Tiefe und Bodenart eine Grenze gesetzt. Es muß oft ein stärkeres Profil gewählt werden als nach der Größe der Biegemomente erforderlich wäre. Zur Benutzung der nachstehenden Tafeln II a und II b muß der Wert

$$C = k H^3$$

errechnet werden, hierin bedeutet k die horizontale Komponente des mittleren Erddrucks in t/m², H das Maß vom theoretischen

Tafel I.

	Feldeinteilung			Auflagerreaktionen			Größt- moment M_{max}	
	h_1	h_2	h_3	A	B	C		
	· H			· k · H ²			· k · H ³	
1				0,5000			0,16667	
2				0,3333	0,1667		0,06415	
3	0,525	0,475		0,1825	0,3175		0,01786	
4				0,4000	0,1000		0,06667	
5	0,528	0,472		0,2175	0,2825		0,01753	
6	0,433	0,567		0,1513	0,3210	0,0277	0,01470	
7	0,294	0,359	0,347	0,1089	0,2471	0,1440	0,00696	
8	0,426	0,574		0,1828	0,2834	0,0338	0,01212	
9	0,293	0,375	0,332	0,1320	0,2272	0,1408	0,00616	

Auflager in der Sohle bis zur Spundwandkrone in m. Für das am häufigsten verwandte Larssenprofil sind im folgenden zwei Bemessungstabellen aufgestellt, aus denen zu ersehen ist, welchen Wert C eine Larssenspundwand in den oben behandelten Fällen von Unterstüzungen aufzunehmen imstande ist. Das Widerstandsmoment wurde bei Anordnung von gepreßten Doppelbohlen durch Versuche von Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, veröffentlicht in „Die Bautechnik 1928, Seite 282 u. 319“, zu 0,939 des vollen auf die Wandachse bezogenen Tabellenwertes festgestellt. Die Anordnung war derart gewählt, daß zwischen je zwei Doppelbohlen immer eine Bohle ohne Schloß-
pressung gerammt wurde. Es erscheint dem Verfasser unbedenklich, entsprechend der Stellungnahme der Dortmunder Union mit dem vollen Wert zu rechnen, da die theoretischen Versuche stets um ein Geringes nach oben oder unten differieren.

Das Larssenprofil wird zur Hauptsache in drei Materialgütern gewalzt:

1. mit einer Festigkeit von 37—44 kg/mm²
2. „ „ „ „ 45—52 „
3. „ „ „ „ 50—60 „

Tafel II a gilt für Bauten, bei denen die Spundwand als tragender Teil bestehen bleibt, Tafel II b für solche, bei denen die Wand nur vorübergehend während der Ausführung belastet wird und später entweder wieder entfernt wird oder nur zur Abdichtung dient.

Die Beanspruchung wird, wie folgt, angenommen:

Materialgüte	Tafel II a	Tafel II b
1	1200	1400
2	1475	1720
3	1640	1910

Beispiel:

Es soll der in Abb. 1 skizzierte Fall untersucht werden. A wird in — 1,6 m angenommen.

Der aktive Erddruck errechnet sich wie folgt:

in + 7,40 m:

$$\text{Auflast } 1 \text{ t/m}^2 = \frac{1,00}{1,4} = 0,72 \text{ m}$$

$$e_a = 0,72 \cdot 0,31 = 0,22 \text{ t/m}^2$$

in + 5,40 m:

$$e_{a1} = (7,40 + 0,72 - 5,40) \cdot 0,31 = 2,72 \cdot 0,31 = 0,84 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a2} = 2,72 \cdot \frac{1,4}{1,65} \cdot 0,53 = 2,31 \cdot 0,53 = 1,22 \text{ t/m}^2$$

in + 2,4 m:

$$e_{a1} = (5,40 + 2,31 - 2,40) \cdot 0,53 = 5,31 \cdot 0,53 = 2,81 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a2} = 5,31 \cdot \frac{1,65}{1,86} \cdot 0,76 = 4,71 \cdot 0,76 = 3,58 \text{ t/m}^2$$

in — 1,60 m (im theoretischen Auflager):

$$e_a = (4,71 + 2,40 + 1,60) \cdot 0,76 = 8,71 \cdot 0,76 = 6,62 \text{ t/m}^2$$

in — 4,60 m:

$$e_a = (8,71 + 3,00) \cdot 0,76 = 8,90 \text{ t/m}^2$$

Für die Näherungsberechnung wird E_{max} als Basis des Ersatzdreiecks in Höhe des Auflagers A zu 6,40 t/m² geschätzt, dann ist

$$H = 9,00 \text{ m}$$

$$k = \frac{6,40}{9,0} = 0,71$$

$$k \cdot H^2 = 57,51$$

$$k \cdot H^3 = 517,59$$

Es möge sich um eine ständige Abstützung handeln, dann zeigt Tafel II a, daß man bei Verwendung von

Profil I

die Materialgüte 3 mit zwei Holmunterstützungen gemäß Fall 6 wählen kann.

Der obere Holm erhält dann eine Belastung von

$$p = 0,0277 \cdot 57,51 = 1,593 \text{ t/m}$$

der untere Holm in + 7,40 — 0,567 · 9,0 d. i. in + 2,30 m eine solche von

$$p = 0,3210 \cdot 57,51 = 18,46 \text{ t/m}$$

Die Beanspruchung der Spundwand beträgt

$$\sigma = \frac{517,59 \cdot 0,01470}{0,000500} = 15200 \text{ t/m}^2$$

Soll die erforderliche Rammtiefe ermittelt werden, muß der Gleichgewichtszustand im Boden untersucht werden. Es werde hier die Wand bis — 4,6 m gerammt.

Der Auflagerdruck A beträgt:

$$A = 0,1513 \cdot 57,51 = 8,70 \text{ t}$$

$$F_1 = (6,62 + 8,90) \cdot \frac{3,0}{2} = 23,28 \text{ t}$$

Wenn die gewählte Tiefe stimmt, muß

1. ein Erdwiderstand von

$$E_p = A + F_1 = 8,70 + 23,28 = 31,98 \text{ t}$$

möglich sein.

Zieht man zunächst die obere Begrenzungslinie nach der für nassen Kies geltenden Formel $e_p = 4,6 \cdot h$ und nimmt den Erdwiderstand in — 4,6 m zu 8,80 t/m², d. i. ungefähr gleich dem aktiven Erddruck an, so errechnet sich bei lot-rechter hinterer Begrenzung der mögliche Erdwiderstand als Inhalt von F_2 zu

$$E_p = \left[4,60 + \frac{1}{4,60} (4,6 \cdot 4,6 - 8,8) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 8,8 = 32,06 \text{ t}$$

2. muß die Resultierende von F_1 und F_2 mit der Höhe des theoretischen Auflagers A zusammenfallen, d. i. in 3,0 m über der U. K. Spundwand liegen. Es wird bei der getroffenen Wahl der Fläche F_2

$\sum M$ bezüglich der Ordinate — 4,6 m.

$$\sum M = -23,28 \cdot \frac{3,0}{3} \cdot \frac{2 \cdot 6,62 + 8,90}{6,62 + 8,90} + 32,06 \cdot 4,6 \sim 0,405$$

$$= -33,20 + 59,75 = +26,53 \text{ mt}$$

$$\sum H = -23,28 + 32,06 = +8,78 \text{ t}$$

Tafel II a.

Profil	Gewicht	Widerstands- moment	Güte	Aufzunehmender Wert $k \cdot H^3$								
				1	2	3	4	5	6	7	8	9
I b	76	250	1	18	47	168	45	171	204	431	248	487
			2	22	57	206	55	210	251	530	304	599
			3	25	64	230	61	234	279	589	338	666
I a	82	390	1	28	73	262	70	267	318	672	386	760
			2	35	90	322	86	328	391	827	475	934
			3	38	100	358	96	365	435	919	528	1038
I	96	500	1	36	94	336	90	342	408	862	495	974
			2	44	115	413	111	421	502	1060	608	1197
			3	49	128	459	123	468	558	1178	677	1331
II	122	849	1	61	159	570	153	581	693	1464	841	1654
			2	75	195	701	188	714	852	1799	1033	2033
			3	84	217	780	209	794	947	2001	1149	2260
III	155	1363	1	98	255	916	245	933	1113	2350	1349	2655
			2	121	313	1126	302	1147	1368	2889	1659	3264
			3	134	348	1252	335	1275	1521	3212	1844	3629
III a	143	1405	1	101	263	944	253	962	1147	2422	1391	2737
			2	124	323	1160	311	1182	1410	2978	1710	3364
			3	138	359	1290	346	1314	1567	3311	1901	3741
IV	187	2037	1	147	381	1369	367	1394	1663	3512	2017	3968
			2	180	468	1682	451	1714	2044	4317	2479	4878
			3	200	521	1870	501	1906	2273	4800	2756	5423
V	238	2962	1	213	554	1990	533	2028	2418	5107	2933	5770
			2	262	681	2446	655	2492	2972	6277	3605	7092
			3	291	757	2720	729	2771	3304	6979	4008	7886
VI	288	4000	1	288	748	2688	720	2738	3265	6897	3960	7792
			2	354	920	3393	885	3366	4014	8477	4868	9578
			3	394	1023	3673	984	3742	4463	9425	5412	10649
K I c	290	2604	1	187	487	1750	469	1783	2126	4490	2578	5073
			2	230	599	2151	576	2191	2613	5518	3169	6235
			3	256	666	2391	641	2436	2905	6136	3524	6933
K I	338	3174	1	229	594	2133	571	2173	2591	5472	3143	6183
			2	281	730	2621	702	2671	3185	6726	3863	7600
			3	312	811	2915	781	2969	3541	7479	4295	8450
K II	380	4800	1	346	898	3225	864	3286	3918	8276	4752	9351
			2	425	1104	3964	1062	4039	4816	10172	5842	11494
			3	472	1227	4408	1181	4491	5355	11310	6495	12779

Die Resultierende der Belastungsflächen F_1 und F_2 greift also in
 $c = \frac{26,53}{8,78} = 3,02$, d. i. $\sim 3,00$ m an.

Die Rechnung ist insofern noch zu ungünstig, als die obere Begrenzungslinie des Erdwiderstandes mit $c_p = 4,6$ zu geneigt angenommen ist. Der Schwerpunkt von F_2 liegt wahrscheinlich höher.

Das bei der Spundwandberechnung vernachlässigte Moment in A beträgt nach den obigen Annahmen:

$$M_A = -8,8 \cdot \frac{3,0^2}{2} + \frac{0,31^3}{6} \cdot 4,6 + \frac{8,9 \cdot 3,0^2}{2} - \frac{0,76 \cdot 3,0^3}{6}$$

$$= -39,60 + 0,023 + 40,05 - 3,42 = -2,95 \text{ mt.}$$

Dieses Moment wirkt entlastend auf das frühere

$$M_{\max} = 517,59 \cdot 0,0147 = 7,61 \text{ mt.}$$

Da aber M_A von der ganz willkürlichen Form von F_2 abhängt, dürfte eine Vernachlässigung zwecks größerer Sicherheit nur erwünscht sein.

Wählt man stattdessen

Profil II,

so kann man nach Tafel II a Materialgüte I mit einer Unterstützung entsprechend Fall 3 verwenden.

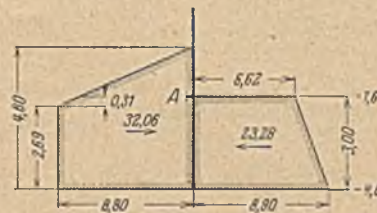


Abb. 2.

Der Holm hat dann einen Abstand
 $a = 0,475 \cdot 9,0 = 4,27$ m
 von Spundwand Oberkante.

Tafel II b.

Profil	Gewicht	Widerstands- moment	Güte	Aufzunehmender Wert $k \cdot H^3$								
				1	2	3	4	5	6	7	8	9
I b	76	250	1	21	55	196	52	200	238	503	289	568
			2	26	67	241	64	245	293	618	355	698
			3	29	74	267	72	272	325	686	394	775
I a	82	390	1	33	85	306	82	311	371	784	450	886
			2	40	105	376	101	383	456	964	553	1089
			3	45	116	417	112	425	507	1070	615	1209
I	96	500	1	42	109	392	105	399	476	1006	578	1136
			2	52	134	482	129	491	585	1236	710	1396
			3	57	149	535	143	545	650	1372	788	1550
II	122	849	1	71	185	666	178	678	809	1708	981	1930
			2	88	228	818	219	833	993	2098	1205	2371
			3	97	253	908	243	925	1103	2330	1338	2632
III	155	1363	1	114	297	1068	286	1089	1298	2741	1574	3098
			2	141	365	1313	352	1337	1595	3368	1934	3806
			3	156	406	1458	390	1485	1771	3740	2148	4226
III a	143	1405	1	118	306	1101	295	1122	1338	2826	1623	3193
			2	145	377	1353	362	1379	1644	3472	1994	3923
			3	161	418	1503	403	1531	1826	3856	2214	4356
IV	187	2037	1	171	445	1597	428	1627	1940	4097	2353	4630
			2	210	546	1962	526	1999	2383	5034	2891	5688
			3	233	607	2178	584	2219	2647	5590	3210	6316
V	238	2962	1	249	646	2322	622	2366	2821	5958	3421	6732
			2	306	794	2853	764	2906	3466	7320	4203	8271
			3	339	882	3168	849	3227	3849	8128	4668	9184
VI	288	4000	1	336	873	3135	840	3195	3810	8046	4620	9091
			2	413	1073	3852	1032	3925	4680	9885	5677	11169
			3	458	1191	4278	1146	4358	5197	10977	6303	12403
K I c	290	2604	1	219	568	2041	547	2080	2480	5238	3008	5118
			2	269	698	2508	672	2555	3047	6435	3695	7271
			3	298	775	2785	746	2837	3383	7146	4103	8074
K I	338	3174	1	267	693	2488	667	2535	3023	6384	3666	7214
			2	328	851	3057	819	3114	3714	7844	4504	8862
			3	364	945	3394	909	3458	4124	8710	5002	9841
K II	380	4800	1	403	1048	3763	1008	3833	4571	9655	5545	10909
			2	495	1287	4623	1238	4710	5616	11862	6812	13403
			3	550	1429	5133	1375	5230	6237	13172	7564	14883

Die Belastung des Holmes beträgt

$$p = 57,51 \cdot 0,3175 = 18,26 \text{ t/m,}$$

die Beanspruchung der Spundwand

$$\sigma = \frac{517,59 \cdot 0,01786}{0,00849} = 10900 \text{ t/m}^2,$$

der Auflagerdruck

$$\Delta = 0,1825 \cdot 57,51 = 10,50 \text{ t.}$$

Die Nachrechnung des passiven Erddruckes kann nach der obigen Rechnung annähernd bestehen bleiben. Die Fläche F_2 muß nur um $\sim 1,8$ t vergrößert werden.

Bei einiger Übung dürfte es immer möglich sein, die Lage von A so zu treffen, daß eine Nachprüfung des passiven Erddruckes in den vorläufigen Vergleichsrechnungen nicht erforderlich ist. Dann verlangt die statische Vorarbeit und damit auch der Vergleich der verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten hinsichtlich ihrer Gesamtkosten nur geringen Zeitaufwand.

GRUNDLEGENDE GESICHTSPUNKTE FÜR DIE HERSTELLUNG UND VERARBEITUNG VON BETON.

Von Dr.-Ing. W. Lydtin, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 28.)

b) Versuchsergebnisse über Wasserdichtigkeit.

Einfluß des Wasser-Zement-Faktors.

Die Versuchsergebnisse über Wasserdurchlässigkeit von Beton sind ziemlich spärlich. Eine der ausgedehntesten Versuchsreihen liegt von Withey & Wiepking von der Universität Wisconsin vor (Bull. 1245. Permeability Tests on Broken Stone Concrete, by Withey & Wiepking, University of Wisconsin,

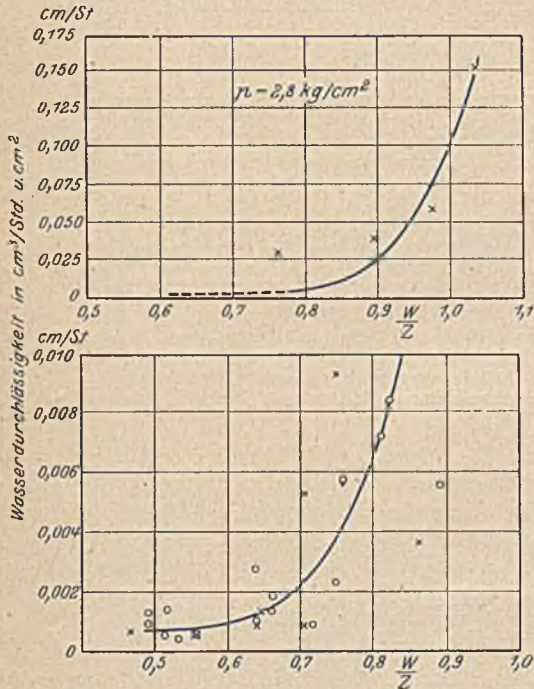


Abb. 10. Wasserdurchlässigkeit von Beton (Versuche der Universität Wisconsin).

Engineering Series, Vol. 19 Nr. 2). Die dortigen Versuchsergebnisse sind in der nachfolgenden Abb. 10 ausgewertet in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Faktor; gemessen ist der Wasserdurchgang durch die Probekörper während der ersten 50 Stunden bei einem Prüfungsdruck von 2,8 kg/cm²; die Prüfung der Probekörper erfolgte im Alter von 28 Tagen nach feuchter Lagerung. Wenn auch eine starke Streuung der Versuchsergebnisse vorhanden ist, so läßt sich doch die Erscheinung klar erkennen, daß mit zunehmendem Wasser-Zement-Faktor die Durchlässigkeit zunimmt. Die bei diesen Versuchen festgestellte Durchlässigkeit ist verhältnismäßig sehr gering.

Die Abb. 11 ist den Londoner Versuchen entnommen (Building Research Paper No. 3, Department of Industrial and Scientific Research, London). Geprüft wurde eine Mischung 1 : 2 : 4 bei einem Wasserdruck von 7 kg/cm² (Angaben über die Stärke des Prüfungskörpers liegen nicht vor). Die Regelmäßigkeit der Beziehung zwischen der Durchlässigkeit und dem Wasser-Zement-Faktor ist bemerkenswert. Das Minimum der Durchlässigkeit liegt ungefähr bei einem Wasser-Zement-Faktor 0,60. Mit zunehmendem Alter der Prüfungskörper nimmt die Durchlässigkeit wesentlich ab.

Eine weitere Untersuchung der Portland Cement Association beschäftigt sich mit dem Einfluß von Zusatzmitteln auf die Durchlässigkeit von Beton mit dem Ergebnis, daß verschiedene Zusatzstoffe zwar Unterschiede ergeben, daß diese jedoch von geringerer Bedeutung sind als der Einfluß des Wassergehaltes.

Einfluß der Behandlung.

In den Schlußfolgerungen ihrer Untersuchungen weisen Withey & Wiepking auf die Wichtigkeit der Behandlung besonders hin: Um einen hohen Grad von Dichtigkeit zu erzielen, muß Beton in feuchter Luft oder unter Wasser aufbewahrt werden. Bei Temperaturen von 16 bis 24° C soll die feuchte Behandlung auf die Dauer von zwei Wochen bis zu einem Monat nach der Ausschalung durchgeführt werden. Magere Mischungen oder dünne Querschnitte erfordern eine längere Dauer der feuchten Behandlung als fette Mischungen oder große Querschnitte. Falls die Feuchthaltung des Bauwerkes nach Entfernung der Schalung Schwierigkeiten bereitet, so muß eine längere Einschaltungsdauer vorgesehen werden, um Verdunstungen zu vermeiden. Trockene Lagerung wirkt ungünstiger auf die Wasserdichtigkeit als auf die Druckfestigkeit.

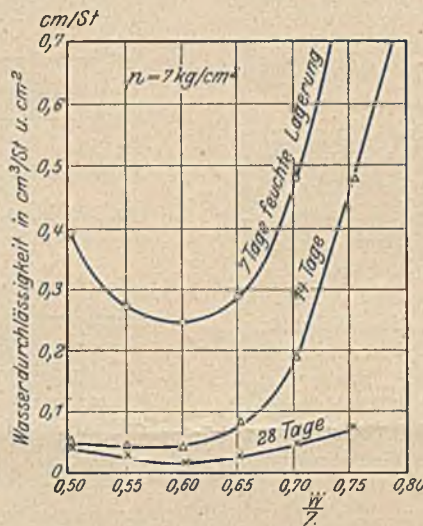


Abb. 11. Wasserdurchlässigkeit von Beton (Londoner Versuche).

Die Abbildung zeigt jedoch, daß der Unterschied verschiedener Zementarten hinter dem Einfluß des Wasser-Zement-Faktors und der Lagerungsbedingung zurücktritt; es hat eine Änderung des Wasser-Zement-Faktors von 0,53 auf 0,62 eine ungefähr ebenso große Änderung der Durch-

Einfluß verschiedener Zementarten.

Abb. 12 zeigt die Wasserdurchlässigkeit für drei verschiedene Betonmischungen unter Verwendung von vier verschiedenen Zementarten mit zwei Lagerungsbedingungen, einmal drei Tage feucht und 7 Tage an der Luft, das andere Mal 10 Tage feuchte Lagerung. Die Durchlässigkeit ist in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Faktor aufgetragen. Die Zemente B und D sind normale Portland-Zemente, während die Zemente A und C Spezialzemente darstellen. Die verschiedenen Zemente zeigen verschiedene Durchlässigkeit. Der Unterschied ist namentlich beim Zement C gegenüber den anderen Zementen bei einem hohen Wasser-Zement-Faktor von rd. 0,7 für drei Tage feuchte und sieben Tage trockene Lagerung beträchtlich. Die Abbildung zeigt jedoch, daß der Unter-

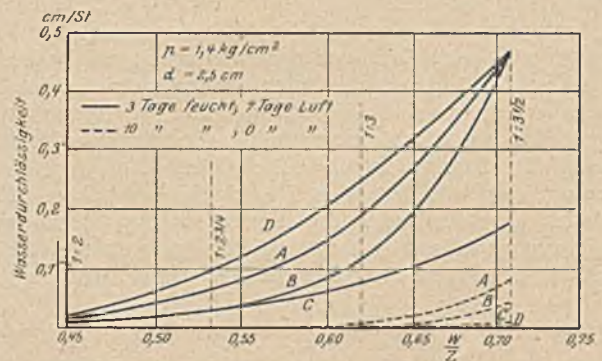


Abb. 12. Wasserdurchlässigkeit von Beton (Versuche der Portland Cement Association).

schied verschiedener Zementarten hinter dem Einfluß des Wasser-Zement-Faktors und der Lagerungsbedingung zurücktritt; es hat eine Änderung des Wasser-Zement-Faktors von 0,53 auf 0,62 eine ungefähr ebenso große Änderung der Durch-

lässigkeit zur Folge wie die Grenzwerte der Zementarten. Von noch größerer Bedeutung als der Wasser-Zement-Faktor ist jedoch die Behandlungsart, denn der Größtwert der Durchlässigkeit bei 10 Tage feuchter Lagerung ist im ungünstigsten Falle nur halb so groß wie der Kleinstwert aller Zemente bei 3 Tage feuchter und 7 Tage trockener Lagerung.

III. Vereinigung der Zuschlagstoffe mit dem Zementbrei zur Herstellung eines verarbeitbaren Betons.

In den beiden vorhergehenden Abschnitten wurde gezeigt, daß bei einer plastischen Mischung die Betoneigenschaften hauptsächlich durch die Eigenschaften des erhärteten Zementbreies und diese wieder wesentlich durch das Verhältnis von Wasser zu Zement und durch die Art und den Grad der Behandlung bestimmt werden.

Die Maßnahmen zur Herstellung eines Betons für einen gegebenen Zweck bestehen demnach in der Festlegung des Verhältnisses zwischen Wasser und Zement und der Lagerungsbedingungen, um die Erfordernisse hinsichtlich Festigkeit und Wasserdichtigkeit zu erfüllen und im Aufsuchen der günstigen Verbindung zwischen den Zuschlagstoffen und dem Zementbrei zur Erzeugung einer plastischen Mischung von gleichartiger Beschaffenheit.

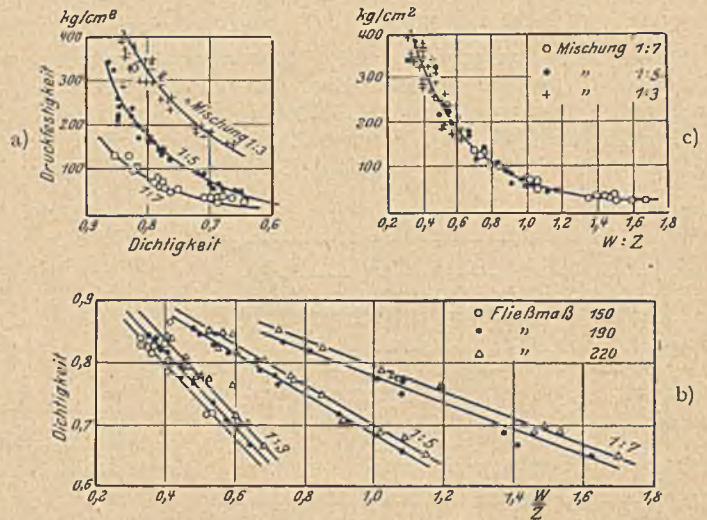
Dieser Abschnitt befaßt sich mit dieser letzteren Maßnahme; es werden die Faktoren untersucht, die das gegenseitige Mengenverhältnis zwischen Zuschlagstoffen und Zementbrei und zwischen feinem und grobem Zuschlagmaterial beeinflussen. Es wird gezeigt, daß keine ausgeklügelten Theorien oder Berechnungen notwendig sind, um zu einer brauchbaren Bestimmung des Mengenverhältnisses zu kommen, sondern, daß das gewünschte Ziel durch einige einfache Versuche und durch die Übung der Urteilkraft erreicht werden kann.

Manche finden es schwierig, die Ergebnisse ihrer Untersuchungen und Erfahrungen mit Beton von der Grundlage fester Mengenverhältnisse zwischen Zement und Zuschlagstoffen auf die Grundlage der neuen Methode zu übertragen, bei der die Güte des Betons durch das Verhältnis zwischen Wasser und Zement bestimmt wird und wo das Mengenverhältnis zwischen Zement und Zuschlagstoffen eine Erscheinung untergeordneter Bedeutung ist. Wenn einmal diese Schwierigkeit der Umstellung überwunden ist, wird es sich zeigen, daß die neue Methode nicht nur leicht zu begreifen, sondern daß sie auch außerordentlich nützlich ist für die Erklärung mancher Dinge, die bis jetzt nur durch die Erfahrung als richtig erkannt sind. Die neue Methode kann nicht nur den Gebrauch willkürlicher Bemessungsregeln ersetzen, sondern auch die Anwendung umständlicher Berechnungsverfahren für die Abstufung der Zuschlagstoffe.

Die Untersuchungen über die Kornabstufungen der Zuschlagstoffe haben in der Betonliteratur einen großen Raum in Anspruch genommen. Die Erörterungen hierüber sind richtig, wenn man an bestimmte Mischungen denkt, denn bei einem festen Mengenverhältnis zwischen Zuschlagstoffen und Zement spielt die Kornabstufung eine große Rolle hinsichtlich der Festigkeit und anderer Eigenschaften. Die Bedeutung der Kornabstufung geht aus Abb. 13 a hervor, wo die Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichtigkeit des Betons aufgetragen ist für drei verschiedene Mischungsverhältnisse 1 : 3, 1 : 5 und 1 : 7, wobei die Dichtigkeit von der Kornabstufung abhängt. Es zeigt sich eine ziemlich gesetzmäßige Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Dichtigkeit für jede einzelne Mischung; mit abnehmender Dichtigkeit sinkt die Druckfestigkeit. Eine Änderung der Kornabstufung, durch welche die Dichtigkeit von 0,85 auf 0,75 herabgemindert wird, verringert die Festigkeit auf mehr als die Hälfte. Die Änderung

der Festigkeit wird jedoch letzten Endes nicht durch die Änderung in der Kornabstufung an sich bedingt, sondern durch den Unterschied im Wasserbedarf, um eine bestimmte Konsistenz beizubehalten.

Abb. 13 b zeigt die Beziehung zwischen der Dichtigkeit von Beton und dem Wasser-Zement-Faktor. Jede Mischung und Konsistenz liefert einen besonderen Linienzug für die



a) Druckfestigkeit und Dichte, b) Dichte und Wasser-Zement-Faktor, c) Druckfestigkeit und Wasser-Zement-Faktor.
 Abb. 13 a bis c. Beziehung zwischen Dichte, Druckfestigkeit und Wasser-Zement-Faktor von Beton.

Beziehung zwischen Dichtigkeit und Wasser-Zement-Faktor und zeigt, daß die Dichtigkeit kein Maß für die Betongüte ist, das allgemein Anwendung finden kann. Dichtigkeit ergibt nur insofern einen Maßstab für die Güte als die Mischung und Konsistenz unverändert bleiben, denn nur unter dieser Bedingung ist sie ein genaues Maß für den Wasserbedarf.

In der Abb. 13 c sind dieselben Versuchsergebnisse, die den Abb. 13 a und 13 b zugrunde liegen, verwertet zur Darstellung des Zusammenhanges zwischen Druckfestigkeit und Wasser-Zement-Faktor. Die Versuchsergebnisse, die in den beiden anderen Abbildungen für jede Mischung einen besonderen Linienzug erforderten, lassen sich hier in einem einzigen Linienzug darstellen, woraus klar hervorgeht, daß das Gesetz, welches die Abhängigkeit zwischen Druckfestigkeit und Wasser-Zement Faktor angibt, allgemeine Gültigkeit besitzt.

Um die Bedeutung der Kornabstufung für die beiden verschiedenen Methoden der Betonzusammensetzung, d. h. für bestimmte Mischungsverhältnisse oder für eine bestimmte Güte des Zementbreies klarer zum Ausdruck zu bringen, werden in der Tafel III drei Mischungen aus der Gruppe der vorstehenden Untersuchungen herausgegriffen, wobei auch die Wirtschaftlichkeit Berücksichtigung findet.

Die beiden ersten Mischungen erlauben einen Vergleich auf der Grundlage willkürlicher Zusammensetzung für die Mischung 1 : 5 und die erste und dritte Mischung einen Vergleich auf der Grundlage ungefähr gleicher Zementbreigüte. In der ersten Mischung ist das Zuschlagmaterial günstig zusammengesetzt aus

Tafel III. Vergleich von Betonmischungen.

Mischung nach Volumen, trocken	Verwendete Zuschläge		W Z	Setzmaß cm	Dichte	Zement kg/m³	Kosten \$	Festigkeit 28 Tage kg/m²
	fein	groß						
1 : 5 bzw. 1 : 1,95 : 3,80	o — Nr. 4	Nr. 4 - 1 1/2"	0,53	7,6	0,85	300	6,66	252
1 : 5 „ 1 : 3,46 : 2,60	o — Nr. 14	3/4 - 1 1/2"	0,84	8,4	0,75	270	6,05	112
1 : 3 „ 1 : 2,07 : 1,55	o — Nr. 14	3/4 - 1 1/2"	0,49	6,3	0,76	420	7,77	266

36% grobem Sand und 64% abgestuftem grobem Material, während in der zweiten und dritten Mischung 59% des Zuschlagmaterials aus feinem Sand und 41% aus grobem Material bestehen. Der Vergleich der beiden Mischungen 1 : 5 zeigt, daß die sandreichere Mischung eine Erhöhung des Wasser-Zement-Faktors von 0,53 auf 0,84 zur Beibehaltung der plastischen Konsistenz erforderte, wodurch eine Verringerung der Festigkeit von 252 kg/cm² auf 112 kg/cm² eintrat bei einer nur 10%igen Verringerung der Kosten. Der Vergleich zwischen der ersten und der dritten Mischung, die ungefähr denselben Wasser-Zement-Faktor besitzen, zeigt, daß die Festigkeit bei beiden ungefähr gleich groß ist. Bei der dritten Mischung erfordert die ungünstige Zusammensetzung der Zuschlagstoffe einen höheren Zementaufwand und dementsprechend größere Kosten. Man erkennt aus dieser Tafel, daß eine außergewöhnliche Änderung in der Kornabstufung bei der Mischung 1 : 5 die Festigkeit um mehr als die Hälfte verringert, während sie unter dem Gesichtspunkt einer konstanten Festigkeit nur eine Kostenerhöhung von 16% erfordert.

Abb. 14 zeigt einen Vergleich von vier Gruppen von Betonmischungen mit verschiedenem Wasser-Zement-Faktor, jedoch alle von gleicher Konsistenz, bei denen jeweils die Zusammen-

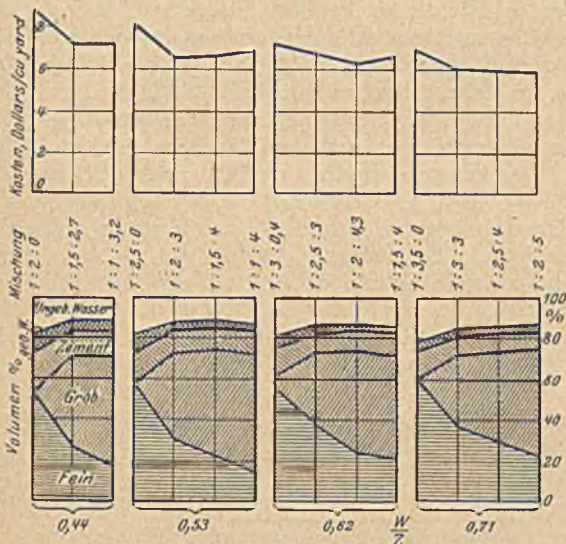


Abb. 14. Vergleich von Betonmischungen gleicher Konsistenz.

setzung der Zuschlagstoffe geändert wird; über den einzelnen Mischungen sind die Kosten aufgetragen. Der Vergleich zeigt, daß, abgesehen von den Mischungen, die nur Sand enthalten, die Dichtigkeit nur in geringen Grenzen sich ändert und daß die Kostenunterschiede für übliche Zusammensetzungen der Zuschlagstoffe für denselben Wasser-Zement-Faktor ebenfalls gering sind. Nur die ganz sandreichen Mischungen erfordern hohe Kosten.

Die beste Methode, um bei gegebenem Material zu einer richtigen Zusammensetzung des Betons und geeigneter Konsistenz zu kommen, besteht im Versuch, indem man die feinen und groben Zuschlagstoffe in verschiedenen Mengen mit dem Zementbrei von dem erforderlichen Wasser-Zement-Faktor zusammensetzt. Diese Versuchsmischungen müssen hinsichtlich der Einbringungsmöglichkeit und der Entmischung beobachtet werden. Mischungen mit zu hohem Anteil an groben Zuschlägen lassen sich nur mit Schwierigkeit verarbeiten und die nasserer Mischungen neigen zu stärkeren Entmischungen. Auf der anderen Seite lassen sich Mischungen mit einem hohen Gehalt an feinen Bestandteilen leichter verarbeiten, es sei denn, daß der Sand sehr grob ist. In diesem Falle besteht die Gefahr einer Trennung des Zementbreies von den Zuschlägen, die sich durch eine Vergrößerung des Sandgehaltes nicht verhindern läßt; dies kann nur durch Hinzufügung von feinerem Material oder durch Versteifung des Zementbreies durch Verwendung eines niederen Wasser-Zement-Faktors erreicht werden.

Einschränkende Faktoren bei der Bemessung des Zuschlagmaterials.

Aus der Abb. 14 geht hervor, daß beträchtliche Abstufungsmöglichkeiten im Zuschlagmaterial bei gegebenem Zementbrei vorhanden sind, ohne daß die Dichte des Betons oder die Kosten stark beeinflußt werden. Unter den gegebenen Preisvoraussetzungen (Zement \$ 2,80 per Barrel, Sand und Kies £ 2,50 per cu. yd.) setzen die Kosten der Verwendung von zu vielem feinen Sand eine Grenze und auf der anderen Seite wird die Verwendung von zu vielem grobem Material durch die Verarbeitbarkeit bestimmt; am besten ist es, man bewegt sich in der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe in Richtung des größeren Anteiles an grobem Material, was fast immer wirtschaftlich ist; die Verarbeitbarkeit setzt hier von selbst die Grenze. Dort wo Sand billig zu beschaffen ist im Vergleich zum groben Zuschlagmaterial, muß der Sandgehalt eingeschränkt werden. Wenn der Sand von 0 bis zur Siebgröße Nr. 4 abgestuft ist und der Kies von Nr. 4 bis 1 1/2" Größe, dann sollte der Sandgehalt nicht größer als der Gehalt an grobem Zuschlagmaterial sein. Für Zuschlagstoffe, wo das größte Korn kleiner als 3/4" ist, kann der Sandanteil größer sein als der Kiesanteil. Betonmischungen mit zu hohem Sandgehalt haben folgende Nachteile: vergrößerte Volumenänderung, geringeres Gewicht und vergrößertes Luftporenvolumen.

Schwinden von Zement und Beton.

Nach den Untersuchungen von M. B. Lagaard und S. W. Benham des Portland Cement Association Research Laboratory, deren Ergebnis in der nachfolgenden Tabelle dargestellt wird, ist der Gehalt an Zementbrei als Hauptfaktor für das Schwindmaß anzusehen.

Tafel IV. Schwinden von Beton und Mörtel.

Misch. Vol.	W: Z Gewicht	Zementbrei absol. Vol.	Setzmaß cm	Schwindmaß		
				7—28 Tage	7 Tage bis 3 Mon.	7 Tage bis 6 Mon.
1:2:4	0,6	0,251	12,7	0,000274	0,00049	0,00055
1:2:2	0,62	0,339	24	0,000374	0,00063	0,00070
1:2 1/2:0	0,63	0,451	26,6	0,00021	0,00076	0,00102
1:2:2	0,49	0,306	8,3	0,00025	0,00055	0,00063
1:1:2	0,50	0,377	24	0,00032	0,00068	0,00076
1:1:1	0,42	0,448	24	0,00027	0,00069	0,00088
1:1:0	0,43	0,616	28	0,00028	0,00088	0,00124
1:1:0	0,34	0,587	9,5	0,00030	0,00073	0,00103
1:0:0	0,35	1,00	25,4	0,00050	0,00126	0,00186

Die Probekörper waren 7 Tage feucht gelagert und dann der Luft ausgesetzt. Die Prüfung erfolgte im Alter von 28 Tagen, 3 Monaten und 6 Monaten. Aus der Aufstellung geht hervor, daß der Gehalt an Zementbrei maßgebend ist für die Größe des Schwindmaßes, der Wasser-Zement-Faktor jedoch nur insofern, als mit seiner Änderung eine Änderung des Zementbreivolumens verbunden ist. Eine weitere Untersuchung über das Schwindmaß von Beton bei konstantem Wasser-Zement-Faktor (0,585) und für 11 verschiedene Kornabstufungen der Mischung 1 : 2 : 3 1/2 im Alter von 1 Jahr nach 7 tägiger feuchter Lagerung ergab als Kleinstmaß 0,000435 und als Größtmaß 0,000595, wobei das Verhältnis zwischen Zementbrei und ganzem Volumen in den Grenzen 0,251 und 0,282 schwankte; das Setzmaß bewegte sich hierbei zwischen 0,6 und 20 cm.

Bei Beurteilung des Schwindmaßes ist zu berücksichtigen, daß es sich um verhältnismäßig kleine Probekörper handelte 11,5/12,7/48 cm und daß man in der Praxis Schwindmaße ähnlicher Größe nur bei dünnen Konstruktionsteilen in geschlossenen Räumen erwarten kann. Bei Bauten im Freien und bei großen Massen wird ein Schwindmaß erwartet werden können, das kleiner ist als die Werte in Tafel IV im Alter von

28 Tagen, d. h. etwa 0,0002—0,0005. Aus den vorstehenden Untersuchungen kann der Schluß gezogen werden, daß dort, wo die Volumenänderungen des Betons möglichst klein gehalten werden müssen, dem Anteil an Zementbrei besondere Aufmerksamkeit zu schenken ist. Die Menge an feinem Material muß so niedrig als möglich gehalten werden. Die Verwendung von Sand mit sehr feinen Bestandteilen muß vermieden werden.

Ein Vergleich der Mischungen 1 : 2 : 4 und 1 : 2 : 2 mit ungefähr demselben Wasser-Zement-Faktor zeigt, daß das Schwindmaß nur um ungefähr 25% verschieden ist; für normale Konstruktionen sind daher keine größeren Unterschiede zu erwarten, so daß in der Regel keine besonderen konstruktiven Maßnahmen erforderlich werden, der Unterschied bedeutet höchstens, daß statt 4 Dehnungsfugen deren 5 angeordnet werden müssen.

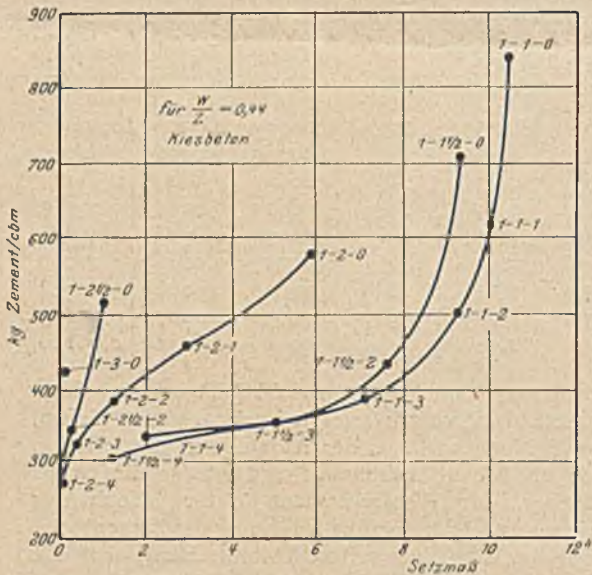
Zusammenhang zwischen Mischung, Wasser-Zement-Faktor, Zementgehalt und Konsistenz.

In einem Bericht von W. R. Johnson und Mc. Millan (report of the director of research of the Portland Cement Association November 1928), wird die Beziehung zwischen dem Setzmaß und dem Zementgehalt dargestellt für Kalkstein und für Kies, und zwar für vier verschiedene Wasser-Zement-Faktoren:

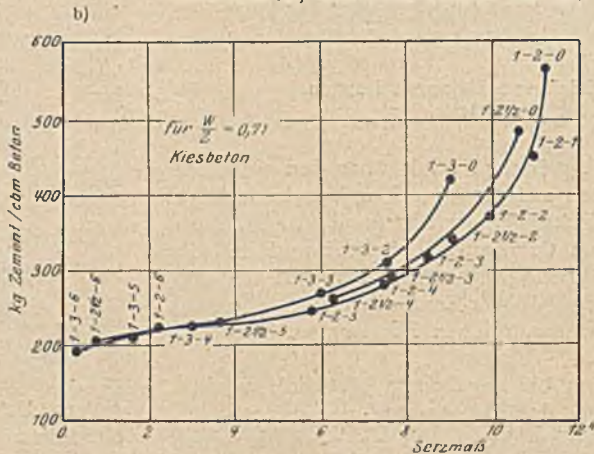
5	6	7	8	gal. Wasser/Sack of Cement
= 0,45	0,53	0,62	0,71	Ltr. Wasser/kg Zement

und für eine große Reihe verschiedener Mischungsverhältnisse 1 Zement : x Sand : y groben Zuschlag, wobei die Mischungen in Klassen eingeteilt werden entsprechend dem Verhältnis von Zement zu Sand mit Änderung des Betrages y an grobem Material.

In der Abb. 15 a und b ist die Darstellung dieser Beziehung für Kiesbeton für die beiden Wasser-Zement-Faktoren 0,44 und 0,71 wiedergegeben. Es muß bemerkt werden, daß die



a)



b)

Abb. 15 a u. b. Beziehung zwischen Mischungsverhältnis, Wasser-Zement-Faktor, Zementgehalt und Setzmaß.

Beziehung nur für das betreffende Zuschlagmaterial Gültigkeit besitzt, daß sie aber für andere Materialien ähnlichen Charakter aufweisen wird. Es zeigt sich, daß die stark übersandeten Mischungen hoch im Zementgehalt und die Mischungen, die mit Rücksicht auf das Schwindmaß und das Gewicht als wünschenswert betrachtet werden, niedrig im Zementgehalt liegen. Der große Nachteil der zu nassen Mischungen ist klar erkennbar. Man sieht, daß bei gegebenem Wasser-Zement-Faktor ein größeres Setzmaß als 6'' eine Vergrößerung des Zementgehaltes verlangt und daß z. B. eine Änderung des Setzmaßes von 9'' auf 6'' die Ersparnis von mehr als einem Sack Zement auf den cu. yd. bedeutet. Die Kurven zeigen,

daß die Ersparnis an Zement bei Verwendung sehr trockner oder schwer verarbeitbarer Mischungen äußerst gering ist und die Mehrkosten für erschwertes Einbringen nicht aufwiegt. Der nahezu horizontale Verlauf der Kurven für Setzmaße von 2 bis 6'' weist darauf hin, daß innerhalb dieser Grenze eine Änderung der Konsistenz durch ganz geringe Änderung im Zementgehalt bewirkt werden kann.

Zusammenfassung der Grundsätze und Verbesserungsvorschläge für die Betonherstellung.

Die wichtigste Forderung, die an die Betonbereitung zu stellen ist, besteht darin, daß bei einem Zementbrei von gegebener Güte die Zusammensetzung des Zuschlagmaterials so vorgenommen wird, daß der Beton gut und ohne Entmischung eingebracht werden kann. Es sind keine umständlichen Berechnungsmethoden notwendig, um eine Zusammensetzung der Zuschlagstoffe zu finden, die den gestellten Forderungen genügt. Jedes verfügbare Material, das hinsichtlich Reinheit, Festigkeit und Dauerhaftigkeit als brauchbar befunden wird, kann für den beabsichtigten Zweck verwendet werden mit der Einschränkung, daß der Gehalt an feinem Material nicht zu hoch sein darf. Die beste Methode, um zu einer geeigneten Zusammensetzung des Betons zu kommen, liegt im Versuch, der mit kleinen oder mit großen Mengen vorgenommen werden kann; in jedem Fall muß bei der Bemessung des Wasser-Zement-Faktors der Feuchtigkeitsgehalt des Zuschlagmaterials Berücksichtigung finden. Es muß ausdrücklich betont werden, daß die Festsetzung des Mengenverhältnisses der Zuschlagstoffe für die Zusammensetzung des Betons nur einen Schritt bedeutet auf dem Wege zur Herstellung guter Betonkonstruktionen. Wahl eines geeigneten Wasser-Zement-Faktors, Überprüfung der Konsistenz, Behandlung des fertigen Betons, sorgfältige Herstellung der Arbeitsfugen sind für die Lebensdauer einer Konstruktion, die der Witterung ausgesetzt ist, wichtiger als alle Verbesserungen durch Kornabstufung.

Aus den vorausgehenden Erörterungen geht hervor, daß immer ein gewisser Teil Wasser im Beton ungebunden bleibt, wie auch die Menge des Zementes und die Zusammensetzung des Zuschlagmaterials sein mag. Dieses Überschußwasser ist erforderlich, um dem Beton für die Verarbeitbarkeit die notwendige Beweglichkeit zu verleihen. Durch Verbesserung der Kornabstufung kann vom Wasser bestensfalls 5% des Betonvolumens in festen Stoff übergeführt werden. Es bleiben dann immer noch 8—12% an ungebundenem Wasser übrig; alle Verbesserungen müssen auf die Verringerung dieser Wassermenge gerichtet werden. Durch Verwendung fetterer Betonmischungen wird zwar der Anteil des ungebundenen Wassers verringert, diese fetten Mischungen sind jedoch in anderer Hinsicht unerwünscht, so daß für die Verbesserung des Betons andere Wege eingeschlagen werden müssen; diese sind nach zwei Richtungen hin zu suchen, und zwar erstens in der Entfernung des Überschußwassers, nachdem der Beton eingebracht ist und zweitens durch Anwendung einer Methode für das Einbringen des Betons, die ohne Überschußwasser denselben Grad der Verfestigung und dieselbe Ausfüllung des Raumes mit dem Zementbrei verbürgt wie die Verwendung der plastischen Mischung.

Die erste Methode hat den Vorteil der plastischen Mischung für sich, der in der leichten Verarbeitbarkeit besteht; die Ver-

wendung einer aufsaugenden Sandform bei der Herstellung von gegossenen Steinen ist ein bekanntes Beispiel zu dieser Methode. Die Herstellung von Beton mit weniger Wasser als für eine plastische Mischung erforderlich ist, war lange Zeit allgemein im Gebrauch, und viele Beispiele früherer Bauwerke, die sich heute noch in ausgezeichneten Verfassung befinden, zeigen klar, was mit dieser Methode erreicht werden kann. Der Zementbrei dieser Stampfbetonmischungen war von ausgezeichneten Beschaffenheit infolge seines geringen Wasser-

gehaltes; das Austreten von Wasser beim Stampfen dieser halb trockenen Mischungen in dünnen Schichten zeigte an, daß der Raum zwischen den Zuschlagstoffen vollständig durch den Zementbrei gefüllt war. Die vielfach beobachtete schlechte Beschaffenheit von Bauwerken, die nach dieser Methode hergestellt wurden, zeigt jedoch, wie schwierig es ist, immer gute Stampfarbeit zu leisten und einen guten Verband zwischen den aufeinanderfolgenden Schichten zu erzielen.

(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Schwierige Gründungsarbeiten unter einem in Benutzung stehenden Kellergeschoß.

Beim Umbau eines Geschäftshauses in Brooklyn (New York), der in drei Abschnitten auf 40, 30 und 30 % des Baugrundstückes durchgeführt wurde, ist im ersten Abschnitt die Unterbrechung der Gebäudebenutzung um vier Monate verkürzt worden durch Herstellung der Beton Gründungen in ausgemauerten Schächten unter dem als Warenlager in Benutzung stehenden Kellergeschoß (Abb. 1). Für jeden

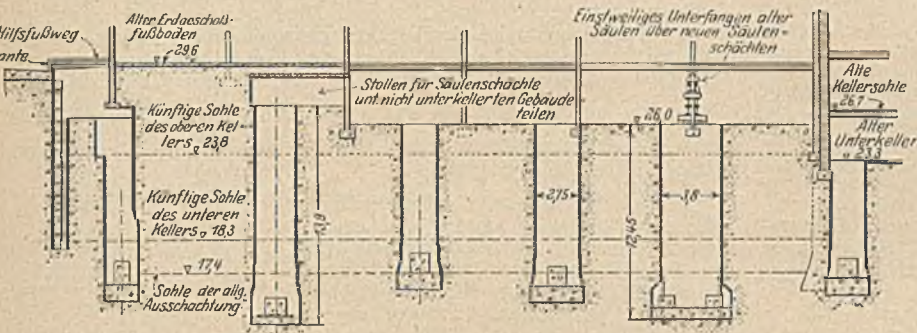


Abb. 1.

Pfeiler wurde im Warenlager als Zugang ein Raum von 10,5 × 10,5 m durch Hilfswände abgegrenzt und nach Fertigstellung einer Pfeilergründung in gleicher Weise an der nächsten Stelle verfahren. Wo die neuen Säulen an die Stelle alter kamen, sind diese (mit 7 bis 13,5 t Last) durch I-Träger auf Holzrostern (Abb. 2) unterfangen worden.

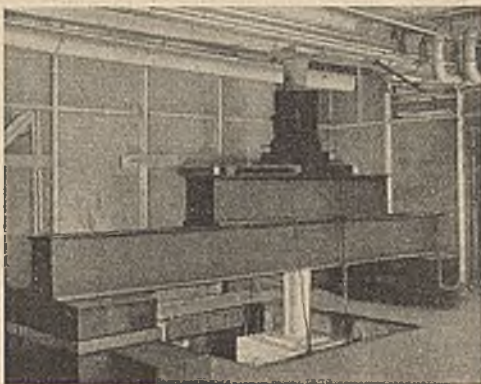


Abb. 2.

Zur Unterfangung der Nachbarmauern und der zunächst stehbleibenden alten Gebäudeteile diente ein einstweilig abgegrenzter Arbeitsgang an einer Längsseite des Neubaus. Erforderlichenfalls sind Durchgänge durch das Warenlager außerhalb der Geschäftszeit zu Hilfe genommen worden. Im ganzen sind auf diese Weise 6000 m³ Boden herausgeschafft worden. Nach dieser Vorbereitung sind die alten Gebäudeteile darüber abgebrochen, die Fußstücke und Säulen umgesetzt und gleichzeitig der ganze Baugrund (34 000 m³) mittels Dampfschaufeln, die für enge Räume gebaut waren, und mittels elektrischer Förderkarren freigelegt worden, worauf die Ergänzung der Gründungen, der Zusammenbau und die Ausmauerung des Stahlgerüsts rasch vorstatten gingen, so daß drei Monate nach dem Abbruch des alten Gebäudes 90 % des 12 geschossigen neuen fertig waren. (Nach W. T. McIntosh, Ingenieur der Bauunternehmung in New York. Engin. News-Record 1929, S. 452—455 m. 1 Zeichn. u. 5 Lichtbild.) N.

Richtlinien für geschweißte Stahlbauten.

Das Eindringen der neuzeitlichen Schweißtechnik in immer weitere Zweige industrieller Fertigung und des Bauwesens ist nicht aufzuhalten. Ihr neuestes Eroberungsgebiet ist der Eisenhochbau. Da die Baupolizeibehörden für die Abnahme geschweißter Stahlbauten bislang jedoch keine Unterlagen haben, so bestehen noch Hemmungen. Auf Anregung einer süddeutschen Baupolizeibehörde hat nun der Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure unter Mitwirkung einschlägiger staatlicher und städtischer Behörden, unter Beteiligung von Vertretern wirtschaftlicher Verbände der Bauindustrie und führender Schweißfachleute die Aufstellung von „Richtlinien für Ausführung und Abnahme geschweißter Stahlbauten“ in Angriff genommen. Der vom Fachausschuß aufgestellte erste Entwurf wurde in einer Sitzung des Sonderausschusses am 1. Oktober in Dortmund eingehend durchberaten. Er wird in einer weiteren Sitzung des Sonderausschusses unter Leitung des Herrn Prof. Dr. Hilpert von der Technischen Hochschule in Charlottenburg fertiggestellt werden und alsdann den beteiligten Stellen und der Öffentlichkeit übergeben werden.

In ähnlicher Weise wie bei den vor einem halben Jahr vom Fachausschuß für Schweißtechnik unter Beteiligung der Behörden und der Erzeuger aufgestellten Richtlinien für Herstellung und Abnahme geschweißter Ferngasleitungen soll dann die Eignung der neuen Richtlinien für Stahlbauten in der Praxis durch den Sonderausschuß beobachtet werden. Als wertvolle Ergänzung der Richtlinien hat der Fachausschuß für Schweißtechnik eine Sammlung mustergültiger Konstruktionen im Eisenhochbau begonnen, die voraussichtlich in nächster Zeit veröffentlicht werden kann. Dr. W. A.

Straßenbrücke über den Champlainsee in Nordamerika.

Die Straßenbrücke (mit Brückengeld) (s. Abb.) über den Champlainsee zwischen den Staaten New York und Vermont ist am 26. August



1929 dem Verkehr übergeben worden. Sie ist 667 m lang und besteht aus fünf Gitterträgern unter der Fahrbahn und einem Fachwerkbogen mit 28 m lichter Durchfahrhöhe. (Engineering News-Record 1929, S. 232 mit 1 Lichtbild.) N.

Beitrag zur Berechnung von exzentrisch beanspruchten Mauerpfeilern.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Übersicht: Es wird eine Beziehung zwischen der Randspannung σ_{max} bei versagender Zugzone und den Randspannungen σ_1 und σ_2 bei mitwirkender Zugzone abgeleitet und gezeigt, daß bei Benutzung der so gefundenen Formel Proberechnungen zur Ermittlung der ungünstigsten Lastenkombination unnötig sind. Ferner wird der Verlauf der Zugspannungen während des Reißens einer Fuge verfolgt und hieraus ein Schluß auf die zulässige Exzentrizität der Normalkraft gezogen.

Die unter obigem Titel in Heft 31, 1929, des „Bauingenieur“ erschiene Abhandlung, in der die ungünstigste Beanspruchung eines Pfeilers unter dem Angriff einer variablen senkrechten Kraft und eines gegebenen Momentes ermittelt wird, gibt Veranlassung, ein weit allgemeineres Verfahren für schwierigere Fälle dieser Art bekanntzugeben, das vom Verfasser seit langem mit Vorteil benutzt wird.

Die Anzahl der an einem Pfeiler oder Widerlager angreifenden Lasten ist meist eine ziemlich große; die Kräfte greifen häufig an den verschiedensten Punkten und in den verschiedensten Richtungen an. Die Schwierigkeit bei Pfeiler- und Fundamentuntersuchungen besteht nun darin, daß das Superpositionsgesetz seine Gültigkeit verliert, sobald die Gesamtergebnisse irgendeiner Lastkombination außerhalb des Kernes liegen, sobald sich also rechnerisch an einer Kante Zugspannungen entsprechend Abb. 1 ergeben. Die ungünstigste Beanspruchung wird alsdann nicht durch Addition der sich aus den einzelnen Belastungsfällen ergebenden Spannungen, sondern durch getrennte Untersuchung mehrerer ungünstiger Lastzusammenstellungen, also gewissermaßen durch Probieren, gefunden (Abb. 2).

Gelingt es nun, einen einfachen Zusammenhang zwischen den Spannungen σ_d und σ_z nach Abb. 1 und σ_{max} nach Abb. 2 zu finden, so ist hiermit die Möglichkeit gegeben, auch in dem hier betrachteten Fall die einzelnen Belastungsfälle getrennt zu untersuchen und dann nachträglich, wenn sich an einer Kante Zugspannungen ergeben, das Diagramm nach Abb. 1 in das nach Abb. 2 umzurechnen. Nun ist:

$$(1) \begin{cases} \sigma_d = \frac{N}{I \cdot b} + \frac{6 N \cdot e}{I \cdot b^2} \\ -\sigma_z = \frac{N}{I \cdot b} - \frac{6 N \cdot e}{I \cdot b^2} \end{cases}$$

Hieraus:

$$(2) \begin{cases} N = I \cdot b \cdot \frac{\sigma_d - \sigma_z}{2} \\ e = \frac{b}{6} \cdot \frac{\sigma_d + \sigma_z}{\sigma_d - \sigma_z} \\ e' = \frac{b}{2} - e = \frac{b}{3} \cdot \frac{\sigma_d - 2\sigma_z}{\sigma_d - \sigma_z} \end{cases}$$

Also:

$$(3) \sigma_{max} = \frac{2 N}{3 e'} = \frac{(\sigma_d - \sigma_z)^2}{\sigma_d - 2\sigma_z}$$

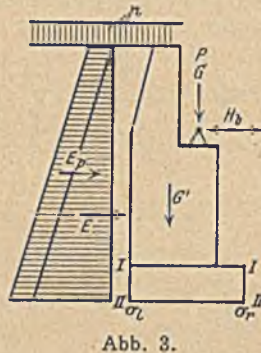


Abb. 3.

Hiermit ist die gesuchte Beziehung gefunden; σ_d und σ_z sind mit ihren Absolutwerten einzusetzen. Ein Zahlenbeispiel mag das Verfahren noch näher erläutern: Für das in Abb. 3 skizzierte Widerlager seien die in der folgenden Tafel zusammengestellten Einzelbeanspruchungen in der üblichen Weise [nach Gl. (1)] ermittelt.

		1	2	3	4	5
		G + G'	P	H _b	E	E _p
Fuge I-I	σ_1	10,8	24,2	± 20,4	- 18,6	- 9,8 t/m ²
	σ_r	15,6	18,6	± 20,4	18,6	9,8 t/m ²
Fuge II-II	σ_1	10,4	20,8	± 16,8	- 15,4	- 8,2 t/m ²
	σ_r	9,8	2,6	± 16,8	15,4	8,2 t/m ²

Hieraus lassen sich durch sinnmäßige Kombination der einzelnen Belastungsfälle unter Benutzung von Gl. (3) die folgenden Größtbeanspruchungen ableiten:

Fuge I—I:

$$\text{Min} = \sigma_1 (1) + (4) + (5) = 10,8 - 18,6 - 9,8 = - 17,6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Zugehöriges } \sigma_r = 15,6 + 18,6 + 9,8 = + 44,0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{(44,0 - 17,6)^2}{44,0 - 2 \cdot 17,6} = \frac{26,4^2}{8,8} = 79,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Max } \sigma_r = (1) + (2) + (3) + (4) + (5)$$

$$= 15,6 + 18,6 + 20,4 + 18,6 + 9,8 = 83,0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Zugehöriges } \sigma_1 = 12,8 + 24,2 - 20,4 - 18,6 - 9,8 = - 11,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{(83,0 - 11,8)^2}{83,0 - 2 \cdot 11,8} = \frac{71,2^2}{59,4} = 85,0 \text{ t/m}^2$$

Fuge II—II: Wie vor findet man:

$$(1) + (4) + (5):$$

$$\sigma_1 = - 13,2 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_r = 33,4 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_{max} = 58,2 \text{ t/m}^2$$

$$(1) + (2) + (3) + (4) + (5)$$

$$\sigma_r = 51,8 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_1 = - 8,2 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_{max} = 53,0 \text{ t/m}^2:$$

Man erkennt, daß in Fuge I—I bei belasteter Brücke, in Fuge II—II bei unbelasteter Brücke die größte Beanspruchung auftritt, ein Ergebnis, das sich bei anderen Rechenverfahren nur durch mehrfache Proberechnungen hätte finden lassen. Durch Anwendung von Gl. (3) wird dieses Probieren an das Ende der ganzen Berechnung verschoben. Ist zwecks besserer Anschaulichkeit die Eintragung der Drucklinie erwünscht, so kann dies ohne weiteres mit Hilfe von Gl. (2) erfolgen.

Für $\sigma_z = \frac{1}{2} \sigma_d$ wird $e = \frac{b}{2}$, $e' = 0$, $\sigma_{max} = \infty$ d. h. die Resultierende liegt an der Kante und die Fuge ist ohne Mitwirkung der Zugspannungen nicht mehr tragfähig.

Über die Größe der zulässigen Zugspannung herrscht häufig Unklarheit, zumal wenn bei der Nachrechnung vorhandener Pfeiler diese Beanspruchungen verhältnismäßig hohe Werte erreichen und daher ein Reißen der Fuge zu befürchten ist. Es ist daher weiterhin von Interesse, die Änderung des Spannungsdiagramms zu betrachten, wenn die Fuge tatsächlich zu reißen beginnt. Angenommen, die Fuge trage nur noch auf die Länge $x = \lambda b$ (Abb. 4). Die neuen Randspannungen seien σ_{zx} und σ_{dx} . Dann ist

$$(4) \begin{cases} e_x = \frac{x}{2} - e' = \frac{x}{2} - \frac{b}{3} \cdot \frac{\sigma_d - 2\sigma_z}{\sigma_d - \sigma_z} \\ \sigma_x = \frac{N}{I \cdot x} \pm \frac{6 N e_x}{I \cdot x^2} \end{cases}$$

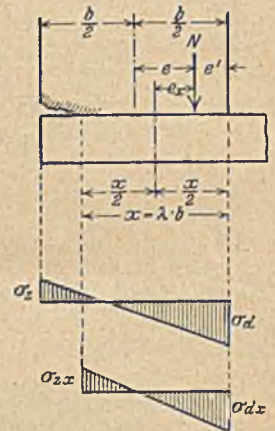


Abb. 4.

Nach Einsetzen der Werte für N und e_x aus Gl. (2) bzw. (4) findet man

$$(5) \begin{cases} \sigma_{zx} = - \frac{1}{\lambda} (\sigma_d - \sigma_z) + \frac{1}{\lambda^2} (\sigma_d - 2\sigma_z) \\ \sigma_{dx} = \frac{2}{\lambda} (\sigma_d - \sigma_z) - \frac{1}{\lambda^2} (\sigma_d - 2\sigma_z) \end{cases}$$

Durch diese Gleichungen dritten Grades ist der Verlauf der Spannungen während des Reißens der Fuge bestimmt. Der Ort der größten Zugspannung ergibt sich aus

$$\frac{d \sigma_{zx}}{d \lambda} = \frac{1}{\lambda^2} (\sigma_d - \sigma_z) - \frac{2}{\lambda^3} (\sigma_d - 2\sigma_z) = 0$$

$$(6) \lambda = \frac{2 (\sigma_d - 2\sigma_z)}{\sigma_d - \sigma_z} = 6 e'$$

Es werden nun offenbar diejenigen Fugen besonders gefährdet sein, bei denen das Maximum für $\lambda < 1$ erreicht wird, bei denen also bei beginnendem Reißen die Zugspannung zunächst wächst, die Tendenz zu weiterem Reißen also vergrößert wird. Setzt man in Gl. (5) $\lambda = 1$, so findet man, daß dies für $\sigma_z > \frac{1}{3} \sigma_d$ der Fall ist. Die Zugspannung wächst alsdann bis zu

$$(7) \text{Max } \sigma_z = - \frac{(\sigma_d - \sigma_z)^2}{4 (\sigma_d - 2\sigma_z)} = - \frac{1}{4} \sigma_{max}$$

in dem vorstehend behandelten Zahlenbeispiel mit den ursprünglichen

Randspannungen $\sigma_d = 44,0 \text{ t/m}^2$, $\sigma_z = -17,6 \text{ t/m}^2 > \frac{1}{3} \sigma_d$ also beispielsweise bis auf

$$\text{Max } \sigma_z = -\frac{79,2}{4} = -19,8 \text{ t/m}^2.$$

Der gesamte Spannungsverlauf während des Reißens der Fuge ist für dieses Zahlenbeispiel unter Benutzung der Gl. (5) in Abb. 5 dargestellt.

Es gilt also folgender Satz:

Neben der absoluten Größe der Zugspannung in einem Mauerwerkskörper ist auch das Verhältnis der Zug- zur Druckspannung für die Beurteilung der Sicherheit wesentlich; besonders gefährdet sind solche Fugen, in denen die Zugspannung größer als $\frac{1}{3}$ der Druckspannung ist, oder (was dasselbe ist) in denen die Resultierende im äußeren Sechstel der Fugenbreite bzw. außerhalb der doppelten Kernweite angreift, oder, noch anders, in denen die Größe der Druckzone bei Vernachlässigung der Zugspannung kleiner als die halbe Fugenbreite wird.

Es steht dies in Übereinstimmung mit der Erfahrungsregel, daß die Resultierende nicht zu nahe an der Fugenkante liegen soll.

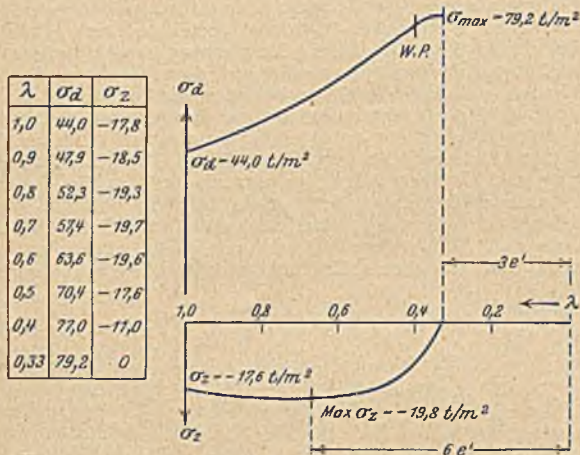


Abb. 5.

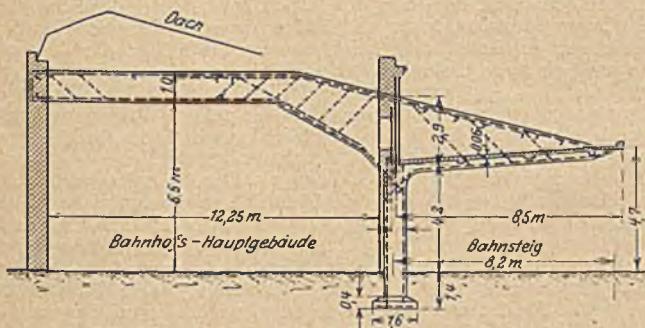
Die vorstehenden Entwicklungen setzen jedoch an Stelle der gefühlsmäßigen Abschätzung eine rechnerisch begründete, zahlenmäßige Grenze für die äußerste Lage der Resultierenden.

Verzeichnis der Buca Klinkerwerke A.-G.

Die Buca Klinkerwerke A. G., Buchwäldchen-Calau, N.-L., haben ein Verzeichnis aller der öffentlichen Bauten, der Bauten der Industrie, Geschäftswelt, von städtischen Wohnhäusern, Landhäusern, Siedlungen, von Denkmälern und Innenverblendungen herausgegeben, die sie in letzter Zeit mit ihrem hervorragenden Material zur Ausführung gebracht haben. Die vorgenannten Werke versenden die lehrreiche und glänzend ausgestattete Schrift gern an Interessenten. M. F.

Ungewöhnlicher Bahnsteigträger in Argentinien.

Das Eisenbetondach über dem 200 m langen und 8,2 m breiten Bahnsteig an dem eingeschossigen Hauptgebäude des neuen Bahnhofs in Rosario (Argentinien) dürfte keine Säulen bekommen, konnte aber an keinem Gebäudeteil auskragend befestigt werden und, wegen der hohen Kosten und der Gefährdung durch die Zugschütterungen,



keine besonderen Tragpfeiler erhalten. Eine brauchbare Lösung (s. Abb.) ergab sich durch Verlängerung der Querträger bis zur Außenwand des Gebäudes, wo sie verankert werden konnten, und Anordnung in 7,5 m Mittenabstand, wodurch sie in den Querwänden unauffällig blieben. (Nach O. Gottschalk, beratender Ingenieur in Buenos Aires, in Engineering-News-Record 1929, S. 1039 mit 1 Zeichn. und 1 Lichtbild.) N.

Ein geschweißtes Fabrikgebäude der Union Carbide Co., Niagara Falls, N.Y.

Das neue Fabrikgebäude obiger Gesellschaft hat eine Länge von 79,3 m, eine Spannweite von 22,875 m, besteht aus 13 Feldern von je 6,1 m und hat eine Höhe bis Unterkante Dachbinder von 12,937 m. Durch das ganze Gebäude läuft eine Kranbahn für einen 10 t-Kran. Das Gebäude während der Montage ist in Abb. 1 gezeigt. Im Innern



Abb. 1. Geschweißtes Fabrikgebäude während der Aufstellung.

des Gebäudes befindet sich an der einen Seite eine Arbeitsbühne von 8,23 m Breite zwischen den Feldern 1 bis 11 in Höhe von 3,35 m über Flur und zwischen den Feldern 12 und 13 sind drei Bühnen von derselben Breite angeordnet. Die ganze Eisenkonstruktion wiegt 297 t.

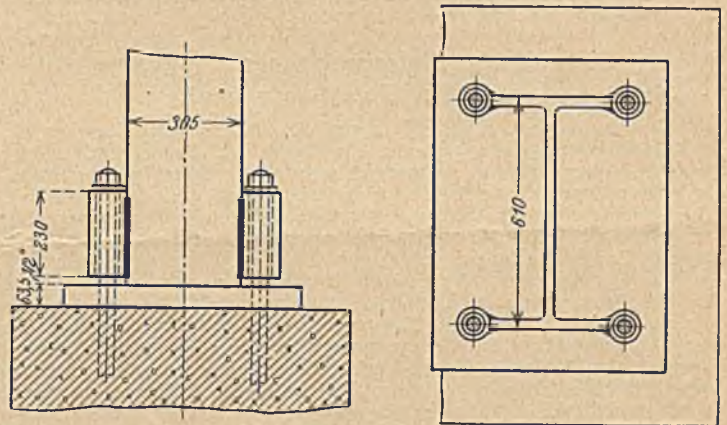


Abb. 2. Säulenfuß.

Das Gebäude dient nur für Untersuchungszwecke und ist von der American Bridge Co. in Gemeinschaft mit der Linde Air Products Co. konstruiert.

Man entschloß sich aus zwei Gründen, die geschweißte Eisenkonstruktion in ähnlicher Weise zu behandeln als wenn das Gebäude genietet worden wäre. Der erste Grund war der, daß man die vorhandenen Fabrikationsmethoden ausnutzen wollte und zweitens war es erwünscht, praktische Erfahrung über das Schweißen mit Gas einer solchen Eisenkonstruktion zu erhalten.

Zur Verankerung der Säulen wurden Rohrenden aus besonders starken Rohren an die Kanten der Träger angeschweißt, Abb. 2, aus denen die Säulen bestanden. Es waren breitflanschtige Träger 610 mm hoch mit 305 mm Flanschen gewählt. Die Kranträger sitzen auf angeschweißten Konsolen.

Die Dachträger sind 5,795 m hoch und wurden in zwei Hälften versandt, die in der Werkstätte geschweißt waren. Diese Hälften wurden dann an Ort und Stelle zusammenschweißt und auf die Säulen aufgesetzt. Die Art der Verbindungen an den unteren Spitzen und mit der Säule sind aus Abb. 3 ersichtlich. Die Dachbinder sind für eine Schneelast von 120 kg/qm, eine Windbelastung von 72,5 kg/qm außer der Eigenbelastung und für drei konzentrierte Belastungen von je 900 kg an den drei Knotenpunkten berechnet.

Im ganzen wurden folgende Schweißverbindungen hergestellt:

Größe der Schweißnaht.	Art der Schweißnaht.	Länge.
engl.		m
3/8	Hohlkehle	757,3
5/8	Hohlkehle	101,8
3/8	Stumpfschweißung	21,0
5/8	Einfache V-Naht	10,7

Durchschnittlich hat jeder Schweißer täglich ungefähr 1,67 t Material geschweißt. Man hat geschätzt, daß die Schweißkosten durchschnittlich nicht mehr als RM. 84,— je netto Tonne des in der Werkstätte geschweißten Materials, ausschließlich der Kosten für Fräsen,

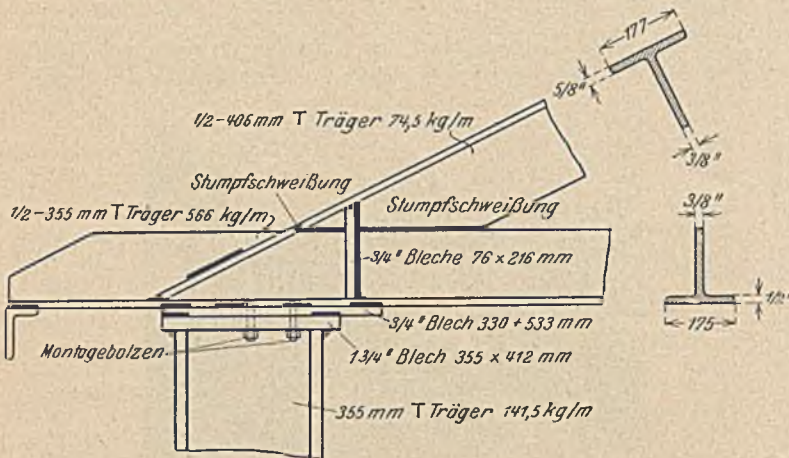


Abb. 3. Dachkonstruktion.

Schneiden und Lochen sowie für den Transport, betragen. In diese Zahl sind die Zusammensetzungskosten in der Werkstätte und 85% allgemeine Unkosten eingeschlossen. Auf der Grundlage des Gewichtes der Gesamtkonstruktion berechnen sich die Kosten auf angenähert RM. 57,55 je t. Diese Kosten werden durch Gewichtersparnis, die auf 10% geschätzt wird, ausgeglichen, so daß die Nettokosten für die geschweißte Konstruktion innerhalb der üblichen Grenzen bleiben. The Iron Age. Bd. 123 (1929). S. 1762/4. H. Illies.

Die zulässige Belastung eines Gewässers durch Stadtentwässerungen¹.

Mit zunehmender Besiedlung und Anzahl der Anschlüsse an ein Stadtentwässerungsnetz gewinnt die Frage an Bedeutung, welche Belastung einem Gewässer durch Abwasser zugemutet werden kann. In der Regel handelte es sich dabei nicht nur um den Trockenwetterabfluß allein, sondern auch um den Regenabfluß, deren beider Zusammensetzung verschiedentlich beobachtet worden ist. So hat Imhoff in seinem Taschenbuch der Stadtentwässerung Mittelwerte für den Gehalt an gelösten und ungelösten Stoffen sowie für den jeweiligen Sauerstoffbedarf unter Berücksichtigung eines Wasserverbrauchs von 150 l für den Kopf und Tag angegeben. Natürlich schwankt das Verhältnis zwischen der Gesamtmenge des Brauch- und des Regenwassers je nach den örtlichen Verhältnissen außerordentlich; im allgemeinen aber kann bei dichter Bebauung die Regenwassermenge zu einem Drittel, im übrigen bis zu drei Viertel der Brauchwassermenge angenommen werden. Soweit diese Wasser sich an der Verschmutzung der Gewässer beteiligen, empfiehlt sich's, sie durch Regenwasserkläranlagen zu reinigen, wodurch die Wirkung einer sich anschließenden biologischen Reinigung erhöht und die Kosten dafür vermindert werden. Aus

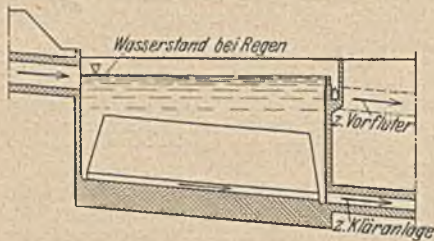


Abb. 1 ist eine solche Anlage zu erkennen; sie besteht in der Hauptsache aus einem Absetzbecken, dessen Sohle in Rinnen aufgelöst ist, dessen Zulaufkanal so hoch liegt, daß bei voller Füllung des Beckens kein störender Rückstau auftritt und dessen Ablaufkanal zur

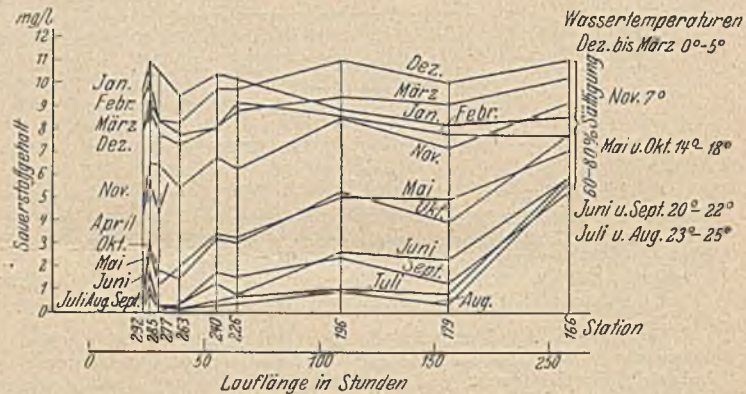
Trockenwetterkläranlage so tief liegt, daß das Becken vollständig entleert werden kann. Das bei Regen im Becken sich stauende Wasser geht als mechanisch gereinigt über die Überlaufschwelle in den Vorfluter. Das in einen Vorfluter gelangende städtische Abwasser stört dessen Gleichgewicht besonders durch den Gehalt an organischen Stoffen. Die sofort einsetzende Selbstreinigung wird zu einem großen Teil dadurch bewerkstelligt, daß kleine und kleinste Lebewesen — ähnlich wie bei der biologischen Reinigung — das Abwasser sozusagen sauber fressen. Die Anwesenheit dieser Tierchen bedingt Sauerstoff in ausreichender Menge. Wird zuviel verbraucht, so muß das Wasser neu belüftet und überhaupt für genügenden Sauerstoffersatz gesorgt werden. Die Belüftung geschieht in flachen und schnellfließenden Gewässern naturgemäß schneller als in tiefen und langsam fließenden Gewässern, bei denen die Sauerstoffaufnahme durch die Berührung der Wasseroberfläche mit der Luft nur in geringe Tiefen dringt. Die

Größe des biochemischen Sauerstoffverbrauchs richtet sich nach dem jeweiligen Wasserverbrauch und der Reinigungsart. Allgemein kann man mit 30 g/Kopf und Tag und einschließlich des durchschnittlichen Regenabflusses mit etwa 40—50 g/Kopf und Tag rechnen.

Der Sauerstoffverbrauch sowohl beim Abbau des Abwassers als auch bei der Wiederbelüftung bis zur Sättigung ist als Funktion der Zeit mathematisch erfaßt und durch Kurven dargestellt worden.

Durch Addition beider Kurven erhält man das Bild von Sauerstoffzehrung und -ergänzung. Durch Teilung der Zeitachse entsprechend der Lauflänge eines Flusses läßt sich eine Kurve ermitteln, die den Sauerstoffgehalt im Flusse an den verschiedenen Stellen unterhalb einer Abwassereinleitung angibt. Für zwei Flußstrecken des Ohio haben die Amerikaner Streeter und Phelps² solche Linien berechnet und gezeigt, daß die Laufzeit bis zu dem Punkte, wo der Sauerstoffgehalt des Flusses den geringsten Wert erreicht, unter sonst gleichen Verhältnissen um so geringer ist, je niedriger der ursprüngliche Sauerstoffgehalt ist, da in diesem Falle die Wiederbelüftung von Anfang an kräftiger einsetzt. Für mittlere Verschmutzung beträgt diese Zeitdauer etwa 2 Tage.

Wesentlich wichtiger, als Ergänzung der theoretischen Untersuchungen, sind praktische Untersuchungen über das Verhalten mehr oder weniger verschmutzter Flußstrecken. Dr. Mahr führt als zur Auswertung bestgeeignete Untersuchungen diejenigen an, die auf dem Oberlauf des Illinois-Flusses, in den die Abwässer Chicagos münden, angestellt worden sind. Bei der Auswertung der Untersuchungen des Sauerstoffgehalts hat sich ein bedeutender Unterschied zwischen den einzelnen Monatswerten ergeben. Diese Tatsache hat zur Beobachtung des Einflusses der Temperatur auf den Sauerstoffgehalt geführt, und es ist dabei festgestellt worden, daß die Werte der verschiedenen Monate ganz scharf nach der Temperatur übereinander liegen, wie dies Abb. 2 deutlich erkennen läßt. Abgesehen von örtlichen Gründen, die dieses Ergebnis mit herbeigeführt haben, sind



auch solche allgemeiner Art festzustellen. So hat Wasser im Winter einen fast doppelt so hohen Sättigungswert wie im Sommer, und die Stärke der Wiederbelüftung wächst nicht nach Maßgabe des absoluten Wertes des noch vorhandenen Sauerstoffvorrates, sondern hängt davon ab, welchen Bruchteil in Prozent der vollen Sättigung dieser Wert darstellt. In dem angeführten Beispiel beträgt der Sauerstoffmangel sowohl bei einem Restgehalt von 7 mg/l im Winter als auch bei einem Restgehalt von 4 mg/l im Sommer 50%. Der vollständige Verbrauch des Sauerstoffs erfordert also im Winter eine größere Kraft als im Sommer. Während ferner einerseits beobachtet worden ist, daß die Lebewesen, die die größte Arbeit beim Abbau der Schmutzstoffe zu besorgen haben, kaum auf Kalte reagieren, ist nach anderen Beobachtungen erwiesen, daß beispielsweise die Filter der Wasserwerke, soweit sie auch biologisch arbeiten, in ihrer Leistung heruntergegangen sind, als die Temperaturen des Rohwassers auf 2—3 Grad heruntergegangen waren. Daß besonders die feinere Reinigungskraft eines Vorfluters durch die Kälte erheblich geschwächt wird, haben jedenfalls auch Beobachtungen an der Ruhr gezeigt.

Im allgemeinen gelten 2—4 Tage als Durchschnittswerte derjenigen Zeitdauer, innerhalb deren ein Fluß sich mit seinen vielen Hilfsmitteln selbst zu reinigen vermag; der Zeitfaktor kann aber durch besondere Maßnahmen, wie sorgfältige Züchtung von Abbau-Lebewesen, Anlage von Flußkläranlagen (Hengstey), verändert werden, ohne daß gleichzeitig eine besondere Verdünnung des Flußwassers erfolgen muß. Sie ist nur dort zu fordern, wo zwischen Sauerstoffvorrat und biochemischem Sauerstoffverbrauch Gleichgewicht hergestellt werden muß, und zwar unter Berücksichtigung der weiteren Selbstreinigung durch Sauerstoffverbrauch und Wiederbelüftung. Das äußere Zeichen dieses Gleichgewichtszustandes ist der unveränderte Sättigungsgrad bzw. die während eines Tages unveränderte Sauerstoffaufnahme.

¹ S. den gleichnamigen Aufsatz von Dr.-Ing. Mahr, Ruhrverband, Essen, in Technisches Gemeindeblatt Jahrg. 32 (1929), Nr. 15 u. 16.

² Streeter und Phelps, A Study of the Pollution and Natural Rectification of the Ohio River. Public Health Bulletin S. 146.

In der angegebenen Veröffentlichung von Dr. Mahr sind nun nähere Angaben über die Selbstreinigungsverhältnisse und -ergebnisse bei den Berliner Gewässern, der Spree, Havel und Landwehrkanal, beim Rhein unterhalb Koblenz und beim Illinois-Fluß in Amerika wiedergegeben. Dabei wird abschließend noch auf den Mangel an ausreichenden Beobachtungen in Deutschland hingewiesen, der im Interesse genauer Ergebnisse behoben werden müsse.

Nach den bisher gewonnenen und von Dr. Mahr ausgewerteten Beobachtungen kann allgemein festgestellt werden, daß ein Gewässer nur so stark mit Abwasser belastet werden darf, daß die aeroben Lebensbedingungen bei der biologischen Selbstreinigung an keiner Stelle gestört werden dürfen. Dies ist nach den hauptsächlichsten deutschen Ergebnissen der Fall, wenn die Sauerstoffaufnahme nirgends höher als etwa 4—5 g/m² und Tag beträgt. Das bedeutet weiterhin, daß die Oberfläche gerade so groß ist, daß durch sie — entsprechend dem zeitlichen Vorgang des Reinigungsprozesses — in den ersten 2—3 Tagen die Hälfte des ganzen biochemischen Sauerstoffverbrauchs gedeckt werden kann und der Wert der zulässigen Sauerstoffaufnahme nicht überschritten wird. Zu ihrer Ermittlung hat Dr. Mahr folgende

Formel aufgestellt: $q = \frac{Q}{t} \cdot \frac{a}{S}$, es bedeutet darin: Q die Fluß

wassermenge in m³/sec, q die über 24 Stunden gleichmäßig verteilte Abwassermenge m³/sec, t die durchschnittliche Tiefe des Flusses in m, S den biochemischen Sauerstoffverbrauch des Abwassers in g/m³ und a die Sauerstoffaufnahme des Flusses in g/m²/Tag.

Diese Formel dient der Bestimmung der Belastung eines fließenden Gewässers durch Abwasser. Bei gegebener Fluß- und Abwassermenge und Festsetzung von a, ist das Abwasser so gut zu reinigen und damit S so weit zu erniedrigen, daß die Formel erfüllt wird.

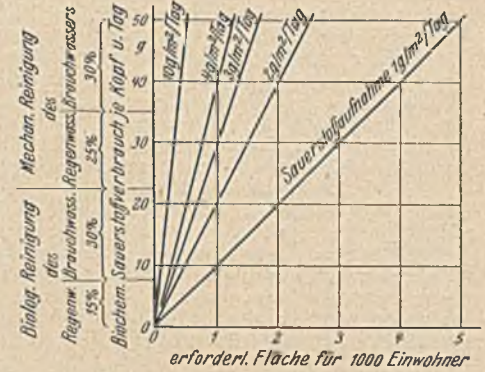
Aus der Formel ist ferner ersichtlich, daß die Reinigungskraft mit zunehmender Flußtiefe nachläßt.

Legt man der Berechnung nicht die Abwassermenge, sondern die Einwohnerzahl zugrunde, so kann man die für 1000 Einwohner erforderliche Fläche entsprechend einer Sauerstoffaufnahme von 1, 2, 3, 4 und 10 g je m² Fläche als Grundlage heranziehen, wie dies graphisch in Abb. 3 erfolgt ist.

Der biochemische Sauerstoffverbrauch ist dort mit 50 g je Kopf und Tag für unsere Verhältnisse angegeben und der Anteil der einzelnen Abwasserreinigung an dem Gesamtverbrauch angegeben. Je nach den örtlichen Verhältnissen wird eine Verschiebung dieser Grenzen vorzunehmen sein; gegebenenfalls wird sich auch die Reihenfolge ändern können. Es zeigt sich aber, daß man selbst bei der mechanischen Reinigung für 1000 Einwohner im allgemeinen möglichst mehr als 1 ha Gewässerfläche zur Verfügung stellen sollte.

Die wiedergegebenen Überlegungen setzen voraus, daß die ungelösten Stoffe in feinsten Verteilung auftreten, da sonst die Selbstreinigungsvorgänge erheblich gestört werden, für die die einzelnen Berechnungsgrundlagen aufgestellt sind.

Dr. E.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Antwerpen—Rhein-Kanal. Ausführung durch deutsche Baufirmen. Unter den großen Werken, die die belgische Regierung zur Ausführung bringen will, steht an erster Stelle der Schiffahrtskanal Lüttich—Antwerpen, der eine Verbindung vom Rhein nach dem großen belgischen Hafen sein soll. Das Ministerium für öffentliche Arbeiten hat nunmehr die Ausführung des ersten Abschnittes der Brüsseler Firma Monnoyer übertragen. Die Hochtief A.-G. für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann in Essen wird in Gemeinschaft mit der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Amöneburg b. Wiesbaden die gesamten Bauarbeiten am ersten Bauabschnitt ausführen. Die Baukosten werden auf RM 36 bis 46 Millionen geschätzt. Als Bauzeit sind sechs Jahre vorgesehen.

Frk. Ztg.

Notlage des Baugewerbes. Nunmehr hat auch die Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie eine Eingabe an die Reichsregierung, die Regierungen der deutschen Länder und die Magistrate der Städte gerichtet, in welcher auf die Schäden hingewiesen wird, welche durch die systematische Abdrosselung des Baugewerbes hervorgerufen werden. Es wird darauf hingewiesen, daß die öffentlichen Bauaufträge von Staat, Gemeinden, Reichsbahn und Reichspost, die von Jahr zu Jahr knapper bemessen wurden, nun fast völlig eingestellt werden sollen und Tiefbau, Beton- und Eisenbetonbau deswegen besonders hart bedrückt seien, zudem Anzeichen für eine Besserung im Jahre 1930 nicht beständen.

Auch der Wohnungsbau, der in den letzten Jahren das Rückgrat der deutschen Bautätigkeit gebildet habe, drohe auf den Beschluß des Deutschen Städtetages hin zusammenzubrechen.

Die Eingabe kommt besonders auf die Bedeutung des Baugewerbes als Schlüsselgewerbe zu sprechen und die konjunkturbelebende Wirkung, die von der Erteilung öffentlicher Aufträge regelmäßig ausgehen könne. Der Staat als größter Auftraggeber der Wirtschaft könne nicht wie der einzelne Staatsbürger, wenn er sparen müsse, rücksichtslos alle seine Ausgaben einschränken und kurzerhand stilllegen, wenn er nicht die Wirtschaft gänzlich zugrunde richten wolle, sondern müsse darauf bedacht sein, in Zeiten wirtschaftlicher Depression die Bauindustrie durch Aufträge zu beleben, wie dies auch in anderen Ländern der Fall sei. Vor allem wird der Vorschlag damit begründet, daß andernfalls außerordentlich hohe Arbeitslosenunterstützungen aufgebracht werden müßten.

Die Fachgruppe Bauindustrie richtet daher im Namen aller angeschlossenen baugewerblichen Zentralverbände an Reich, Länder und Verwaltungen die dringende Bitte, Bauarbeiten zu vergeben und durch Inangasetzung der Bauwirtschaft den Arbeitslosen, Handel, Gewerbe und Industrie neue Arbeitsmöglichkeiten zu schaffen, damit die Betriebe aufrecht erhalten werden können und die alle Teile des Volkes bedrängende Wirtschaftskrisis bald überwunden werden kann.

Zur Wirtschaftslage. In der depressiven Konjunktorentwicklung ist in der Zeit um die Jahreswende kaum irgendwelche Veränderung eingetreten. Trotz der erheblichen Erleichterung auf dem Geldmarkt im Januar zeigt der Kapitalmarkt fortgesetzt eine starke Anspannung.

Dem Reiche ist es erst in letzter Stunde gelungen, von Banken den Überbrückungskredit von 350 Millionen zu erhalten. Ähnlich wie die Konkurse und Vergleichsverfahren stiegen auch die Wechselproteste nach Zahl und Betrag in der zweiten Dezemberwoche. Der Güterverkehr der Reichsbahn ist in der gleichen Woche — allerdings meist durch saisonmäßige Beeinflussung — stark zurückgegangen. Die Handelsbilanz ist im November erstmalig nach langer Zeit wieder passiv, jedoch wird auch dies auf Saisongründe zurückgeführt. Der neueste Bericht der Abteilung West des Instituts für Konjunkturforschung vertritt die Ansicht, daß die Sonderkonjunktur der Rheinisch-Westfälischen Schwerindustrie, die bisher der allgemeinen rückgängigen Konjunktur eine starke Stütze geboten hat, nunmehr zu Ende geht, was allerdings in dem Produktionsergebnis für November nur zum Teil bestätigt wird.

Auf dem Baumarkt sind trotz des Einsetzens der wieder günstigen Witterungsverhältnisse nur in recht bescheidenem Umfang die Arbeiten wieder aufgenommen worden, so auch in Berlin. Doch ist im wesentlichen die Lage auf dem Bau- und Baustoffmarkt unverändert still.

Nach dem Bericht der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenfürsorge für die Zeit vom 30. Dezember 1929 bis 4. Januar 1930 hat der Arbeitsmarkt eine weitere starke Belastung erfahren. Eine Entspannung, die man von der wieder einsetzenden linden Witterung für die Außenarbeiten hätte erwarten können, trat kaum ein. Auch sonst haben wichtige Betriebe, die vor den Festwochen aussetzten, ihre entlassene Belegschaft noch nicht wieder zurückgerufen. Überhaupt blieben die Vermittlungsmöglichkeiten, die auch in ungünstigsten Zeiten ständig eine schwache Erleichterung schaffen, in den Wochen mit gehäuften Feiertagen fast aus.

Infolge dieser vorübergehenden Einflüsse, die sich in der Berichtswoche auswirkten, ist es schwierig, aus der Zunahme der Arbeitslosigkeit auf den Grad der jahreszeitlichen Verschlechterung zu schließen und erst recht nicht möglich, den Anteil der konjunkturellen Arbeitslosigkeit zu erkennen.

Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der versicherungsmäßigen Arbeitslosenunterstützung betrug nach den Vor-meldungen der Landesarbeitsämter am Jahresende rund 1770000; das sind noch immer fast 70000 mehr als zur gleichen Zeit des Vorjahres und 570000 mehr als zur Jahreswende 1927/28.

Die Annäherung der diesjährigen Kurve der Arbeitslosigkeit an die Entwicklungslinie des Vorjahres, wie sie bisher beobachtet werden konnte, wird nur von einigen Landesarbeitsamtsbezirken getragen: In erster Linie von Westfalen, dann folgen Rheinland, Ostpreußen, Niedersachsen und Pommern, in denen die Zahlen der Hauptunterstützungsempfänger des Vorjahres unterschritten sind.

Der Andrang der Ungelernten nahm unaufhaltsam zu; die Beschäftigungsmöglichkeiten waren äußerst gering.

Die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe hat in starkem Umfange weiter zugenommen.

Zum wesentlichen Teil ist diese Entwicklung auf das zu Beginn der Berichtswoche noch herrschende Frostwetter in Verbindung mit dem Mangel an Geldmitteln, der die Fortführung und Inangriffnahme

der Bauten hemmt, zurückzuführen. Die Zunahme der Arbeitslosen in der Berichtswoche dürfte mit 10% nicht zu niedrig angegeben sein. Der Witterungsumschwung in den letzten Tagen der Woche steigerte zwar die Zahl der Vermittlungen — namentlich von Aushilfen zur Fortführung dringender Arbeiten —, doch wurde dadurch bei weitem nicht der vorherige Zugang ausgeglichen. Verschiedentlich wird jedoch bei Anhalten der günstigen Witterung mit einem starken Abgang der jetzt Entlassenen gerechnet; so ist z. B. in Recklinghausen (Westfalen) die Wiedereinstellung von über 200 Bauarbeitern vorauszusehen. Demgegenüber verweist Mitteldeutschland auf die Erfahrung, daß die Arbeitsstellen nicht mit dem gleichen Tempo, wie sie geschlossen, wieder eröffnet werden.

Bezirkliche Abweichungen von der allgemein ungünstigen Lage und Entwicklung sind nicht zu verzeichnen.

Der Rückgang der Beschäftigung in der Industrie der Steine und Erden hielt an. Die Zugänge kamen hauptsächlich aus Steinindustrie, Zement- und Kalkwerken und auch noch aus den Ziegeleien, obgleich deren Saisonbetriebe schon weitgehend geschlossen sind. Mehrfach hat die linde Witterung Entlassungen noch aufgehalten oder vereinzelt (Rheinland) zu Wiedereinstellungen geführt. Sachsen berichtet über die merkliche Entlastung eines hart betroffenen Bezirks durch die Vorauserteilung öffentlicher Aufträge.

Bevorzugung des ortsansässigen Gewerbes bei der Ausführung von Bauten. Der 8. Ausschuß des Reichstages (Volkswirtschaft) hat in einer Sitzung vom 12. Dezember 1929 folgenden, von der Wirtschaftspartei eingebrachten Antrag angenommen:

„Der Reichstag wolle beschließen, die Reichsregierung aufzufordern:

1. verbindliche Anweisungen dahin zu geben, daß bei allen reichseigenen Bauten
 - a) das ortsansässige Handwerk und Gewerbe bei der Ausführung der Bauten herangezogen wird und
 - b) in den örtlichen Bezirken vorkommenden natürlichen Baumaterialien vornehmlich Berücksichtigung finden;
2. auf die Reichseisenbahn und Reichspostverwaltung sowie auf die Länder in gleichem Sinne einzuwirken;
3. in bezug auf die Materialbeschaffung in gleicher Weise auch beim Tief-, Wege- und Kanalbau zu verfahren;
4. alle in Frage kommenden Stellen darauf hinzuweisen, im Interesse der weitverzweigten deutschen Steinindustrie, besonders auch bei Verwendung von Marmor und Hausteine, nur deutsches Material zu verwenden.“

Der Reichsverband industrieller Bauunternehmungen hat in einer an die Reichsregierung und die Fraktionen des Reichstages gerichteten Eingabe gebeten, daß an der in § 26 Ziffer 3 der „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen“ (Teil A der VOB) enthaltenen Kompromißbestimmung, der sowohl die Vertreter der Bauindustrie als auch des Bauhandwerks sowie die Bauauftraggeber und Architekten zugestimmt hatten, festgehalten wird. Danach sollen, abgesehen von umfangreichen Leistungen oder Spezialarbeiten, bei annähernd gleichen Angeboten einheimische Bieter vor auswärtigen bei handwerksmäßigen Leistungen bevorzugt werden.

Noch keine Revisionsverhandlungen über die VOB. In der Baufachpresse wurde berichtet, daß von verschiedenen Stellen, insbesondere vom Reichsverband des Deutschen Handwerks, eine baldige Nachprüfung und Abänderung der Bestimmungen der VOB beantragt worden ist. Wie wir aus dem Reichsfinanzministerium erfahren, ist bisher nicht beabsichtigt, diesen Anträgen stattzugeben und den vom Reichsverdingungsausschuß seinerzeit eingesetzten Unterausschuß einzuberufen, weil bei einer Anzahl öffentlicher Bauauftraggeber die VOB erst vor verhältnismäßig kurzer Zeit zur Einführung gelangt ist und noch keine ausreichenden Erfahrungen über sie vorliegen können.

Auslegung der Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte“ der Klasse F der Gütereinteilung. Die Reichsbahndienststellen suchen die Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte“ der Klasse F möglichst einschränkend auszulegen. Sie haben z. B. beantragt, daß angemietete Baugeräte oder solche, die bisher im Forstbetrieb Verwendung fanden, sowie bei der Reichsbahn angekaufte gebrauchte Schienen nach Wagenladungsklasse F zur Baustelle gefahren werden. Diese Auslegung stützt sich auf die einseitig von der Reichsbahn in den Eisenbahn-Gütertarif aufgenommene „Erläuterung“ zu der Tarifstelle, nach welcher „gebrauchte Eisenbahnoberbauegegenstände oder andere Geräte“ nur dann zu den Baugeräten dieser Tarifstelle gehören sollen, „wenn sie als Baugeräte bereits in Gebrauch gewesen sind“. Da nach den allgemeinen Bemerkungen der Reichsbahn zum Deutschen Eisenbahn-Gütertarif nur der „Inhalt des Tarifs“, nicht aber die „Erläuterungen“ rechtsverbindliche Kraft haben, ist von den Verfrachtern die von der Reichsbahn vorgenommene Art der Auslegung vielfach bestritten worden.

Im März 1928 hatte nun ein Tiefbaugeschäft sechs Eisenbahnfahrzeuge, die bisher im Forstbetrieb Verwendung gefunden hatten,

zu einer Tiefbaustelle versandt und nach Wagenladungsklasse F tarifiert. Die Reichsbahn-Direktion Osten hat daraufhin nachträglich eine Mehrfracht von 202,50 RM. erhoben, mit der Begründung, daß für diese Sendung nicht die Tarifklasse F des Deutschen Eisenbahn-Gütertarifs Teil I Abteilung B Anwendung finde, sondern daß die Fracht nach einer höheren Tarifklasse (C) zu berechnen sei. Nachdem das Amtsgericht in Frankfurt a. O. der Klage der Tiefbaufirma wegen Rückerstattung der Mehrfracht stattgegeben hatte, ist nunmehr auch die Berufung der Reichsbahn-Direktion Osten vom Landgericht Frankfurt a. O. mit Urteil vom 5. Juni 1929 — 2 HS 4/29 — zurückgewiesen worden. Das Urteil wird wie folgt begründet:

„Streitig ist unter den Parteien nur, ob die Tarifklasse F mit ihren Frachtermäßigungen Anwendung findet. Diese Frage ist zu bejahen. Die Firma hat die Eisenbahnfahrzeuge unstreitig an eine Bauunternehmung zur Verwendung im eigenen Betrieb versandt. Die versandten Gegenstände sind, auch wenn sie vorher zu anderen Arbeiten verwandt worden sein sollten, spätestens in dem Zeitpunkt Baugerätschaften geworden, in welchem sie von der absendenden Firma aus ihren sonstigen Gerätebeständen ausgesondert und für die Bauarbeiten in bestimmt und dorthin abgesandt worden sind. Sie fallen auch unter den Begriff Baugerätschaften „gebrauchte“. Schon der Sprachgebrauch läßt die Auslegung, daß hierunter nur solche Gegenstände zu verstehen seien, die schon vorher als Baugerätschaften gebraucht worden wären, nicht zu. Den Gegensatz zu „gebrauchten“ Baugerätschaften bilden ungebrauchte, neue, also solche Baugerätschaften, die noch zu gar keinen Arbeiten verwandt worden sind. Der Sinn der durch diese Tarifbestimmung geschaffenen Vergünstigung ist offenbar die Begünstigung der zum Bauen erforderlichen gebrauchten Geräte durch Gewährung von Frachtermäßigungen.

Dies geht auch aus den Worten „beim Versand von oder an Bauunternehmungen“ hervor. Hierbei kann es keinen Unterschied machen, zu welchen Zwecken die Baugerätschaften vorher gebraucht worden sind.

Eine Beweiserhebung darüber, zu welchen Arbeiten die Eisenbahnfahrzeuge vor ihrer Versendung verwandt worden sind, erübrigte sich daher, und es war, wie geschehen, zu erkennen.“

Die Reichsbahn-Gesellschaft beabsichtigt schon seit längerer Zeit, den Wortlaut der Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte“ der Klasse F in neuer Fassung herauszugeben. Es ist anzunehmen, daß sie u. a. die Aufnahme der „Erläuterung“ in den rechtsverbindlichen Inhalt des Tarifs verlangen wird.

Rechtssprechung.

Der Gläubiger darf auch bei unerheblicher Fristüberschreitung die Verfallklausel geltend machen, ohne ein besonderes Interesse darlegen zu brauchen. (Urteil des Reichsgerichts, IV. Zivilsenat, vom 21. Februar 1929 — IV 407/28.)

Streitig ist zwischen den Parteien die Auslegung der von ihnen vereinbarten Verfallklausel, laut deren, falls eine Zins- oder Abschlagsrate nicht prompt, d. h. nicht spätestens innerhalb eines Monats nach Fälligkeit, bezahlt ist, der jeweilige Rest sofort ohne Kündigung zurückzahlen ist. Schuldner hatte eine Zins- und Abschlagsrate aus Unachtsamkeit vier Tage nach Ablauf der Nachsichtsfrist gezahlt. Der Berufung des Gläubigers auf die Verfallklausel hatte Schuldner entgegengesetzt, der Gläubiger habe während der Nachsichtsfrist geschwiegen, die geringe Verzögerung sei für ihn materiell bedeutungslos.

Das Reichsgericht hat die Klage des Gläubigers auf Zahlung des Restbetrages zugesprochen. Sinn und Zweck der Verfallklausel, die in zahllosen Fällen und bei Rechtsverhältnissen aller Art im Rechtsleben vereinbart zu werden pflegt, sind eindeutig und klar. Durch sie will der Gläubiger unter allen Umständen gegen Säumnisse jeglicher Art auf Seiten des Schuldners geschützt werden. Er will nicht genötigt sein, Erwägungen darüber anzustellen, ob seine Forderung gefährdet ist oder nicht, oder ob der Schuldner nur aus Unachtsamkeit oder aus anderen Gründen, etwa weil er nicht zahlen kann oder will, säumig ist. Andererseits weiß jeder Schuldner oder muß es wissen und muß sich demnach darauf einstellen, daß die schuldhaft Säumnisse mit einer Ratenzahlung den ganzen Rest fällig macht. Er kann nicht geltend machen, daß eine geringfügige Fristüberschreitung die Nachsicht des Gläubigers erfordere. Insbesondere nicht im vorliegenden Fall, in dem Gläubiger dem Schuldner nach Vereinbarung noch einen vollen Monat Nachfrist zugestanden hat. Vor Ablauf dieser geräumigen Nachfrist erwartete er die Zahlung unbedingt, und bei ihrem Ausbleiben will er das Recht haben, unter jeden Umständen den ganzen Rest zu fordern. Es ist aber nicht einmal unbillig, wenn der Gläubiger den Schuldner an diesem äußersten Termin festhält. Der eindeutige Sinn der Klausel enthebt den Gläubiger jeglicher Darlegung, weshalb er sich veranlaßt sieht, sein vertragliches Recht auszuüben. Es kann ihm auch nicht vorgeworfen werden, daß er während der Nachfrist geschwiegen hat. Er war nicht verpflichtet, den Schuldner zu mahnen, weil nach der Verfallklausel die Fälligkeit der Restschuld infolge Verzugs des Schuldners auch ohne Mahnung eintrat. Er brauchte keine Rechenschaft abzulegen, warum er nicht geredet hat. Er hatte nicht die Angelegenheiten seines Schuldners zu besorgen, sondern konnte es diesem überlassen, sich vor Schaden zu bewahren.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 7. November 1929.

- Kl. 5 a, Gr. 25. G 68 402. John Grant, Los Angeles, California, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Erweiterungsbohrer mit seitlichen Schneidstücken, die sich bei ihrer in Richtung der Bohrlochachse erfolgenden Verschiebung radial nach einwärts oder auswärts bewegen. 9 X. 26. V. St. Amerika 10. X. 25.
- Kl. 5 a, Gr. 31. S 79 806. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Stromleitung für in Bohrlöcher eingesenkte Motoren; Zus. z. Pat. 440 990. 20. V. 27.
- Kl. 5 b, Gr. 35. F 60 634. Safety Mining Co., Chicago, Illinois, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. M. Singelmann, Berlin SW 48, u. Dipl.-Ing. F. C. Boettcher, Görlitz. Verfahren zum Sprengen mittels flüssiger Gase. 2. I. 26.
- Kl. 5 b, Gr. 41. B 118 699. Adolf Bleichert & Co. Akt.-Ges., Leipzig-Gohlis. Anlage zur Gewinnung und Ablagerung von Abraum in Tagebauen. 13. III. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 6. M 99 279. Eduard Meyer, Remscheid, Papenberger Str. 26. Einrichtung zum Hochbohren. 13. IV. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 6. M 103 704. Eduard Meyer, Remscheid, Papenberger Str. 26. Vorrichtung zur selbsttätigen Außer- und Inbetriebsetzung einer im Bohrloch arbeitenden Hochbohrvorrichtung. 13. IV. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 9. L 66 801. Dipl.-Ing. Kurt Lengner, Berlin-Schöneberg, Hewardstr. 7. Kappschuh mit einem von der Kappe mitgenommenen und einem durch den Stempel aufbiegbaren Schenkel. 20. IX. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 9. Sch 81 871. N. V. Montania, Haag, Holland; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Stern, Pat.-Anw., Essen. Gestaltänderungsfähiger Bergwerks- und Tunnelausbau aus Kunststeinen; Zus. z. Pat. 464 261. 28. II. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 10. T 35 500. Alfred Thiemann G. m. b. H., Dortmund, Brandenburger Str. 13. Eiserne Kappe für den Grubenausbau. 30. VII. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 11. Sch 82 802. Jakob Schmidt, Saarbrücken 1, Auerswaldstr. 7. Hakenschraubensicherung gegen unbefugtes Lösen unter Verwendung von doppelten Federringen, deren Enden nach dem Anziehen der Schraubenmutter mit Rücksperrzähnen der Mutter und der Klemmplatte in Eingriff stehen. 27. V. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 15. H 113 481. Karl Haake, Eisenach, Klemensstr. 37 b. Schienenstoßsicherung gegen unbefugtes Abheben und Abbiegen der Schienen von den Schwellen, bestehend aus den Schienenfuß umfassenden und mit der Schwelle verbundenen Klauen. 13. X. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 18. D 35 175. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsbahn-Zentralamt, Berlin SW 11, Hallesches Ufer 35/36. Schienenstoßbrücke. 6. III. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 19. K 91 434. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Schienenstoßverbindung, insbes. für Schnellbahnen mit sehr hohen Geschwindigkeiten; Zus. z. Pat. 444 068. 25. X. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. M 28 287. Nordberg Manufacturing Co., Milwaukee, Wis., V. St. A.; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Bodenstütze für absatzweise rückende Gleisrückmaschinen. 9. I. 28.
- Kl. 19 c, Gr. 5. W 75 676. Wöllnerwerke G. m. b. H., Rheingönheim-Ludwigshafen a. Rh. Verfahren zur Herstellung von Wasserlasstraßen. 11. IV. 27.

- Kl. 19 c, Gr. 9. L 70 996. Gottfrid Alexander Lambert, Stockholm, Schweden; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Dr. F. Vollmer u. Dr.-Ing. H. E. Toussaint, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Kupplung zwischen Motor und Rammpaar einer Pflasterramme. 13. II. 28. Schweden 31. XII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 3. S 93 788. Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky & Zöllner, München, Adelheidstr. 1/0. Schutzkasten für die Fahrtsignale von Eisenbahnen. 7. IX. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 4. D 59 236. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsbahn-Zentralamt, Berlin, SW 11, Hallesches Ufer 35/36. Bettungsfüllkasten für Weichenschwellen. 14. IX. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 8. B 144 444. Both & Tilmann G. m. b. H., Dortmund, Glückaufstr. 44. Federweiche. 1. VII. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 8. N 30 289. N. V. F. Kloos & Zonen's Werkplaatsen, Kinderdijk, Holland; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Straßenweiche mit federnder Zunge. 29. IV. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 17. A 57 524. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Elektromagnetische Weichenstellvorrichtung. 18. IV. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 17. S. 88 797. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige elektrische Weichenstellvorrichtung. 10. 12. 28. Österreich 5. 1. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 17. S 91 410. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Weichenstellvorrichtung für elektrische Bahnen. 27. IV. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 29. S 89 373. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Signalisieren der Abfahrtsbereitschaft der Wagen auf Seilbahnen. 10. I. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 35. L 73 092. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof, Lorenzweg. Anordnung zum Anzeigen des Überfahrens von Signalen bei induktiver Zugbeeinflussung. 11. X. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 35. S 84 662. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Zugbeeinflussungseinrichtung mit Wachsamkeitsvorrichtung. 15. III. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 39. H 112 601. Hein, Lehmann & Co. Akt.-Ges. Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf, Flottenstr. 23. Elektrisch betriebene Signalanlage zur Sicherung von Bahnübergängen. 10. VIII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 41. V 25 356. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Fernbeeinflussung zwischen Zug und Strecke. 5. VI. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 1. K 108 085. Kunststeinwerk Auerbach i. V., vorm. Günther & Co., Auerbach i. Vogtl. Verfahren zur Herstellung wasserabweisenden Mörtels. 20. II. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 23. S 67 291. Société „Lap“ Société Anonyme, Paris; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. R. R. Koehnborn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Zementwaren mit politurartig glänzender, durchscheinender Oberfläche. 6. X. 24. Frankreich 30. V. 24.
- Kl. 80 d, Gr. 11. M 104 649. Albert Müller, Berlin NW 87, Zinzenhofstr. 7. Vorrichtung zum Behauen (Scharrieren) von Gestein. 3. V. 28.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 100 323. Fried. Krupp A.-G., Essen. Löffelbagger. 14. VIII. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. D 55 372. Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden, Adolfsallee 271. Vorrichtung zur Zersetzung von Abwasserschläm in Faulräumen. 30. III. 28.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die wirtschaftliche Betonmischung. Der Weg zur Vorausbestimmung der Betonfestigkeit, der wirtschaftlichen Betonmischung und Baukontrolle mit Beispielen aus der Praxis. Von Dipl.-Ing. Karl Brausewetter, Prag. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1929. Steif geheftet RM 4.80.

Der im Dienste der bekannten Bauunternehmung Pittel & Brausewetter in der Praxis stehende Verfasser will die beiden Fragen beantworten, wie man auf dem billigsten Wege einen guten, den jeweiligen Anforderungen entsprechenden Beton erzeugt und wie man die Festigkeit einer geplanten Betonmischung rasch und sicher vorausbestimmen kann. In den einzelnen Abschnitten seines Buches gibt der Verfasser zunächst eine Anleitung zur Vornahme von Bauversuchen, deren Durchführung m. E. bei vielen Bauausführungen, nämlich bei den normalen, auf Schwierigkeiten stoßen wird. Die Vorschläge des Verfassers passen für Großbaustellen des Eisenbetonbaues, in ihrem Umfang aber nicht in allen Teilen für die landläufigen Bauausführungen. Man kann z. B. nicht bei jedem Bau verlangen, daß der Zement laufend in der nächstliegenden amtlichen Materialprüfungsanstalt nach den Normen

geprüft wird. Bis die Ergebnisse der Druck- und Zugfestigkeitsversuche an den 28-Tage-Proben vorliegen, wird der Zement in den allermeisten Fällen schon verarbeitet sein. Der Bauunternehmer muß von der Zementindustrie verlangen, daß sie ihm Zemente liefert, die die Normenvorschriften erfüllen. Für die normale Baustelle bleibt die Abbinde- und die Raumbeständigkeitsprobe des Zements (Kochprobe). Beherzigenswert sind die Hinweise des Verfassers, daß die Zugfestigkeit der Zemente leider mit der Steigerung der Druckfestigkeit nicht gleichen Schritt gehalten hat, aber auch hier handelt es sich um eine Sache, die vor allem die Zementindustrie angeht, der übrigens in den letzten Jahren schon oft gesagt worden ist, wie bedeutungsvoll für den Eisenbetonbau die Erzeugung von Zementen mit höherer Zugfestigkeit und geringem Schwindmaß wäre. Auch die vom Verfasser behandelte KL-Lagerung der Zemente hat für die Baustelle keine Bedeutung, da sie 56 Tage in Anspruch nimmt, und dies betont der Verfasser auch selbst.

Zu weitgehend scheint mir auch die Forderung, auf der Baustelle mit dem Grafschen Siebsatz mit seinen 7 Sieben zu arbeiten und die Zuschlagstoffe so zusammensetzen, daß etwa die Grafsche Siebkurve

erreicht wird. Der Verfasser schreibt: „Ist der Sandanteil größer als 62%, wird mit einem 7 mm-Durchwurfsieb der Sand vom Schotter getrennt und der Zuschlagstoff mit dem so gewonnenen Schotter nach der auf dem Schaubildformblatt angegebenen Kurve verbessert. Der überschüssige Sand kann für Estrich, Putz- und Mauermörtel usw. Verwendung finden.“ Ich glaube nicht, daß das Aussieben des Sandes an der Baustelle, besonders bei größeren Mengen, wirtschaftlich sein kann. Hat der Zuschlagstoff zu viel Sand, so muß grobes Material zugesetzt werden, das man aber meist auch getrennt bezieht, oder es kann unter Umständen auch ein höherer Zementzusatz in Frage kommen. Ein Kostenvergleich wird zeigen, was am wirtschaftlichsten ist. Dieser Auffassung scheint übrigens der Verfasser selbst zu sein, denn er sagt an anderer Stelle: „Bei Vorliegen nur eines einzigen Zuschlagstoffes darf das Sieben erst verlangt werden, wenn die Kornzusammensetzung verschlechternd auf die Beschaffenheit des Betons wirkt und der Mehrverbrauch an Zement teurer als das Sieben würde.“ In seiner Beschreibung der Zuschlagstoffzusammensetzung auf Bau D sagt der Verfasser allerdings wieder an anderer Stelle: „Da der Kies sand 63% Sand enthält, aber bloß 62% zulässig sind, muß er verbessert werden. Eine Verbesserung des Kieses ist dadurch möglich, daß man einen Teil durchsiebt und mit dem so gewonnenen Schotter den Kies verbessert.“ Bei 1% mehr Sand, als für zulässig angesehen wird? Wird das eine Prozent unter Umständen nicht einen viel geringeren Einfluß ausüben als Ungenauigkeiten beim Zusammensetzen der Betonstoffe, bei der Wasserzugabe und dgl., die doch auf der Baustelle nie ganz auszuschalten sind?

Das, was man im allgemeinen mit Baukontrolle bezeichnet, trennt der Verfasser logischerweise in eine Vorprobe, die vor Beginn der Bauausführung zu machen ist, und in die Überwachungsprobe während der Ausführung. Für beide werden genaue Anleitungen gegeben. Bei der Vorprobe wird vorgeschrieben, daß aus „mehr trockenem“, weichem und flüssigem Beton je 3 Probewürfel und je 3 Probekörper herzustellen sind, im ganzen also 18 Probekörper, die im Alter von 28 Tagen geprüft werden sollen. Ich halte es für völlig ausreichend, daß entweder Würfel oder Balken geprüft werden. Die nach 28 Tagen zu erwartende Festigkeit des Betons soll nach Brausewetter nach dem Beispiel von Graf aus dem Wasserzementfaktor, der Normfestigkeit des Zementes und einem Beiwert außerdem berechnet werden. Am einfachsten und ebenso sicher scheint mir der Weg zu sein, daß man an der Baustelle Probekörper im Alter von 7 Tagen prüft und dann nach bekannten Erfahrungen die 28 Tage-Festigkeit aus der 7 Tage-Festigkeit schätzt. Der Wasserzementfaktor ist m. E. an sich ein Begriff, der in das Laboratorium, nicht aber auf die Baustelle paßt. So sehr es einerseits z. B. zu bedauern ist, daß die früheren wertvollen Untersuchungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und anderer Forschungsstellen den Wert des Wasserzementfaktors nicht enthalten, der ganz andere Vergleichsmöglichkeiten der verschiedenen Versuche untereinander ermöglichte, als es so der Fall ist, so scheint es mir andererseits überflüssig, die Baustelle mit dem Wasserzementfaktor und mit der Berechnung und Aufzeichnungen von Baufestigkeitskurven zu belasten. Eine Ausnahme machen auch hier wieder ausgesprochene Großbaustellen, zu denen meist auch Baustofflaboratorien

gehören. Besondere Beachtung verdienen deshalb auch die Anleitungen des Verfassers für richtige Zumessung des Zements und der Zuschlagstoffe, richtige Bemessung des Wasserzusatzes bei der Betonbereitung, denn die schönsten Vorproben nützen nichts, wenn das Mischungsverhältnis und der Wasserzusatz bei der Zubereitung des Betons nicht eingehalten werden.

Auch bei der Überprüfungsprobe, also der eigentlichen Baukontrolle, stellt der Verfasser weitgehende Anforderungen. Auf jede Betonmenge gleicher Zusammensetzung und auf je 400 m³ Beton soll mindestens eine Überprüfungsprobe kommen, die aus 9 Würfeln und 9 Balken besteht, von denen je 3 nach 7, 28 und 42 Tagen zu prüfen sind. Meiner Auffassung nach sollten entweder Würfel oder Balken geprüft werden, und auch nicht in verschiedenen Altersstufen sondern am besten im Alter von 7 Tagen, so daß man dauernd ein Bild über die vorhandenen Betonfestigkeiten hat. Wenn — gleichartige Verhältnisse vorausgesetzt — an einer Baustelle etwa am Anfang oder Ende jeder Woche drei Balken angefertigt und diese am Anfang bzw. am Ende der darauf folgenden Woche geprüft würden, dann hätte man eine laufende und gute Kontrolle. Dies wäre m. E. auch richtiger, als für eine bestimmte Zahl von m³ Beton (beim Verfasser 400) je eine Überprüfungsprobe (18 Probekörper) vorzuschreiben. Bei ganz gleichartigen Verhältnissen wird man weniger Baustellenproben nötig haben als bei Veränderung der Zuschlagstoffe und ihrer Zusammensetzung, auch die Witterung, die Wasserzugabe, die natürliche Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe u. a. m. spielt eine Rolle, so daß man von m³-Zahlen für die Bauproben absehen sollte.

Die Baukontrolle muß so einfach wie möglich gestaltet werden, denn nur dann wird sie sich einbürgern. Dabei kommt es hauptsächlich auf folgendes an: Feststellung der Bindezeit und der Raumbeständigkeit des Zementes. Prüfung des Verhältnisses von Sand und Kies im Zuschlagstoff und, wenn nötig, Verbesserung dieses Verhältnisses. Prüfung der Körnung des Sandes und Verbesserung, wenn er zuviel Feines enthält. Feststellung der Hohlräume im Zuschlagstoff und hiernach — im Hinblick auf die Rostsicherheit des Eisens — hinreichende Bemessung des Mörtels im Beton. Festsetzung des richtigen Wasserzusatzes unter Berücksichtigung des natürlichen Wassergehaltes des Zuschlagstoffes. Feststellung der Betonfestigkeit an 7 Tage alten Balken oder Würfeln und Schätzung der Festigkeit nach 28 Tagen. Überwachung des richtigen Mischungsverhältnisses durch genaue und gleichmäßige Materialzugabe und des richtigen Wasserzusatzes durch Steifproben und zweckmäßige Wasserzumeßvorrichtungen an der Mischmaschine. In jedem Falle zunächst Festsetzung der Anforderungen, die an den Beton des betreffenden Bauwerkes oder seiner Bauteile zu stellen sind, und hiernach Bestimmung der Maßnahmen, die zur Erfüllung dieser Anforderungen führen, und zwar mit den einfachsten und billigsten Mitteln. Hier deckt sich meine Auffassung vollständig mit derjenigen des Verfassers, daß das wirtschaftliche und richtige Mischungsverhältnis für jede Baustelle durch Bauversuche gefunden werden muß. Die Wege, die dazu führen, können verschieden sein. Das Buch Brausewitters enthält viel wertvolle Anregungen und Anleitungen, mit denen sich zu befassen, jedem, der in Beton zu bauen hat, von Vorteil sein wird. W. Petry.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Einladung.

Wir gestatten uns, unsere Mitglieder zu einem Vortrag des Herrn Dr. jur. Müllereisert, Berlin-Charlottenburg über „Der Techniker und der Kampf ums Recht“ am Dienstag, den 21. Januar 1930, abend ½ 8 Uhr, ergebenst einzuladen.

Der Vortrag findet diesmal in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Berliner Str. 170/72 im Hörsaal 359 (Hauptgebäude) 2. Obergeschoß statt. — Eintritt frei! Gäste sind herzlich willkommen!

Leipziger Frühjahrsmesse.

An der diesjährigen Leipziger Frühjahrsmesse wird sich die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen wie im vorigen Jahre beteiligen. Es werden folgende Vortragsthemen behandelt werden: „Isolieren gegen Feuchtigkeit“, gegen Geräusche und Erschütterungen usw. Ferner die „Verwendung von Kleinmaschinen im Straßenbau und städtischen Tiefbau“ (Vortragender: Mag.-Oberbaurath Bree-Berlin). Die Vorträge werden voraussichtlich am Sonnabend, den 8. März ds. Js. stattfinden. Anschließend sind Besichtigungen geplant. Ausführliche Mitteilungen erfolgen später.

Holztagung vom 4. bis 7. Februar 1930.

Anläßlich der Holztagung 1930 veranstaltet der Verein deutscher Ingenieure in Verbindung mit den wissenschaftlichen und technischen Organisationen der Forst- und Holzwirtschaft in der Technischen

Hochschule Charlottenburg eine Vortragsreihe, in der u. a. die Bedeutung des Holzes im Bauwesen gewürdigt werden wird. Diese engere Vortragsreihe findet am 6. Februar 1930 15,30 Uhr bis 19,00 Uhr in der Aula unter dem Vorsitz des Herrn Direktor Abel statt und behandelt im einzelnen folgende Themen:

Reg.-Baudir. Mühlner: „Holzhausbau“.

Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Seitz: „Holzkonstruktionen“.

Prof. Schmitthenner: „Fußbodenbelege und Deckenkonstruktionen“.

Teilnehmerkarten zum Preise von RM 3,— sind beim Verein deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Ingenieurhaus (Postscheckkonto Berlin 6535) erhältlich.

Werbt neue Mitglieder!

Damit sich die Ergebnisse der wissenschaftlichen Arbeiten, die durch die Gesellschaft auf verschiedenen Gebieten eingeleitet oder schon durchgeführt worden sind, und auch die Einrichtungen und Veranstaltungen der Gesellschaft voll auswirken können, müssen sie einem möglichst großen Kreise zugänglich gemacht werden. Das ist nur möglich auf der Grundlage eines großen Mitgliederkreises. Wenn die Arbeiten der D. G. f. B. Erfolg haben sollen, muß sich der Mitgliederkreis noch weiter vergrößern. Wir bitten daher unsere Mitglieder, in ihren Bekanntenkreisen für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen werben zu wollen.

Denken Sie bitte daran, jetzt den Mitgliedbeitrag für 1930 einzuzahlen!