DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang | 14. September 1934 | Heft 37|38

BESTIMMUNG DES MISCHUNGSVERHÄLTNISSES VON BETON DURCH RÖNTGENAUFNAHMEN.

Von W. Holtschmidt, Baurat, Hamburg.

Inhaltsübersicht: In der folgenden Untersuchung wird nachgewiesen, daß es möglich ist, an fertigen Beton- oder Eisenbetonwerken nachträglich die Zementmischung und die Zementart durch Röntgenstrahlen festzustellen.

In vielen Fällen ist es notwendig oder erwünscht, an dem Beton fertiger Bauwerke nachträglich das Mischungsverhältnis festzustellen, sei es, daß man die Einhaltung eines vorgeschriebenen Mischungsverhältnisses nachzuprüfen gezwungen ist — von besonderer Bedeutung ist das bei Bauunglücken —, sei es, daß man bei bestehenden Bauwerken, bei denen die Zusammensetzung nicht mit Sicherheit feststeht, den Beton daraufhin prüfen will, ob er etwa noch zusätzliche Beanspruchungen aufzunehmen in der Lage ist oder ob er in Zweifelsfällen überhaupt der gedachten Beanspruchung gewachsen ist. Das Herausstemmen von Betonstücken und Zuschneiden von Würfeln für eine Druckprobe oder die Untersuchung auf chemischem Wege sind umständliche und in manchen Fällen kaum mögliche Verfahren.

Die Entwicklung der Röntgentechnik, die in überraschender Weise neue Erkenntnisse auf den verschiedensten Gebieten der Wissenschaft und Technik gebracht hat, legte den Gedanken nahe, ob es nicht auch in diesem Falle möglich sein sollte, den Zementgehalt einfach mit Hilfe einer Röntgenaufnahme zu bestimmen. Dann würde es genügen, aus dem Bauteil einen Bohrkern zu entnehmen und diesen in eine Anzahl gleich starker Platten zu zerschneiden. Die Baustoffstelle des Strom- und Hafenbaus, Hamburg, hatte die Durchführung einer Röntgenuntersuchung bei der Firma C. H. F. Müller, Aktiengesellschaft, Röntgenwerk Hamburg, angeregt und hat hier bereitwilliges Entgegenkommen gefunden.

Es wurden dem Röntgenwerk 42 Betonplättchen 7×7×4 cm in folgenden Mischungen zur Verfügung gestellt:

1 : 0 1 : 4 1 : 5 1 : 6 1 : 8 1 : 10 1 : 12	Jede Mischung in 2 gleichen Plättchen für die 3 Zemente: Portlandzement, Hochofenzement und Tonerdezement.

Die verschiedenen Zemente wurden gewählt, um festzustellen, ob die verschiedenen Zementarten Unterschiede im Röntgenbild erkennen lassen.

Der Kiessand war folgendermaßen gekörnt:

0– – 1 mm	Korndurchmesser	35	Gewichtsteile
1— 3 „	„	30	„
3— 7 „	„	25	„
7—10 „	„	10	„

Die Körnung mußte bei den kleinen Plättchen von 7×7 cm bis auf 10 mm Durchmesser beschränkt werden, um das Bild durch zu große Kiesel nicht zu stören. Bei Verwendung gröberen Kieses müßte man die Fläche der Probe entsprechend größer nehmen.

Die folgenden Abbildungen geben die vom Röntgenwerk hergestellten Röntgenaufnahmen wieder.

Abb. 1 zeigt die Röntgenaufnahme der verschiedenen Mischungen 1 : 12, 1 : 10, 1 : 8, 1 : 6, 1 : 5, 1 : 4 in Portlandzement, Abb. 2 u. 3 dieselben Mischungen in Hochofenzement und Tonerdezement. Man erkennt sehr deutlich Helligkeitsunterschiede nach dem Mischungsverhältnis.

Um etwaige Unterschiede in den Betonkörpern gleicher Mischung aber verschiedener Zementart deutlich zu machen, sind in den nachfolgenden Abb. 4, 5 u. 6 die Betonplättchen so zusammengestellt, daß je drei Plättchen des gleichen Mischungsverhältnisses, aber mit verschiedener Zementart, in einer Reihe nebeneinander liegen. Es sind — abgesehen von den verschieden verteilten dunklen Flecken durch die unterschiedlich gelagerten Kiesel — keine deutlichen Helligkeitsunterschiede festzustellen. Nur in den fetteren Mischungen 1 : 6, 1 : 5 und 1 : 3 scheint der Hochofenzement etwas hellere Bilder zu ergeben.

Eine weitere Aufnahme der drei Reinzemente, d. h. der lediglich mit Wasser angemachten Zemente, bestätigte übrigens den Eindruck der etwas größeren Helligkeit bei den Hochofenzement-Probeplättchen, denn das Bild der Reinzementplättchen ließ beim Hochofenzement helle Flecke erkennen, wie überhaupt das ganze Bild dieses Plättchens heller war, während die Bilder des Portlandzements und des Tonerdezements gleichmäßig dunkel erschienen.

Das Ergebnis der Untersuchung ist überraschend. Nach der recht verschiedenen chemischen Zusammensetzung des Tonerdezements im Vergleich zum Portlandzement und Hochofenzement wurde erwartet, daß sich vor allem Unterschiede zwischen dem Tonerdezement einerseits und dem Portland- und Hochofenzement andererseits zeigen würden. Diese Erwartungen sind nicht bestätigt worden.

Der Hochofenzement zeigte, wie bereits erwähnt, eine Aufhellung gegenüber den anderen Zementen. Da der Grund für dies Verhalten nicht in der verschiedenen chemischen Zusammensetzung liegen kann, so lag die Vermutung nahe, daß die Raumgewichte der Betonkörper verschieden sind. Ein Vergleich der nachstehend angegebenen Raumgewichte zeigt tatsächlich für die Hochofenzementplättchen durchweg geringere Gewichte gegenüber den Plättchen der beiden anderen Zementarten. Beim Reinzement ist der Unterschied besonders groß:

Mischung	Raumgewichte der Betonplättchen		
	Hochofenzement	Portlandzement	Tonerdezement
1: 0	1,96	2,11	2,21
1: 4	2,29	2,31	2,31
1: 5	2,25	2,28	2,29
1: 6	2,21	2,25	2,26
1: 8	2,16	2,19	2,21
1:10	2,11	2,13	2,16
1:12	2,06	2,07	2,10

Worauf dieser Unterschied der Raumgewichte zurückzuführen ist, bleibt vorläufig unklar, da die ganze Versuchsreihe der Betonplättchen mit gleicher Sorgfalt im Prüfraum hergestellt wurde; jedenfalls gibt aber das niedrigere Raumgewicht, d. h. also die minder große Dichtigkeit der mit dem Hochofenzement hergestellten Plättchen die Erklärung für die geringe Aufhellung dieser Bilder gegenüber den der Vergleichsproben aus Portland- und Tonerdezement. Der Grund für dies abweichende Verhalten liegt jedenfalls nicht in der Zementart, sondern kann nur an der benutzten besonderen Hochofenzementsorte liegen.

Die Röntgenaufnahmen zeigen, daß es möglich ist, im fertigen Beton nachträglich die Mischungen festzustellen und daß sogar

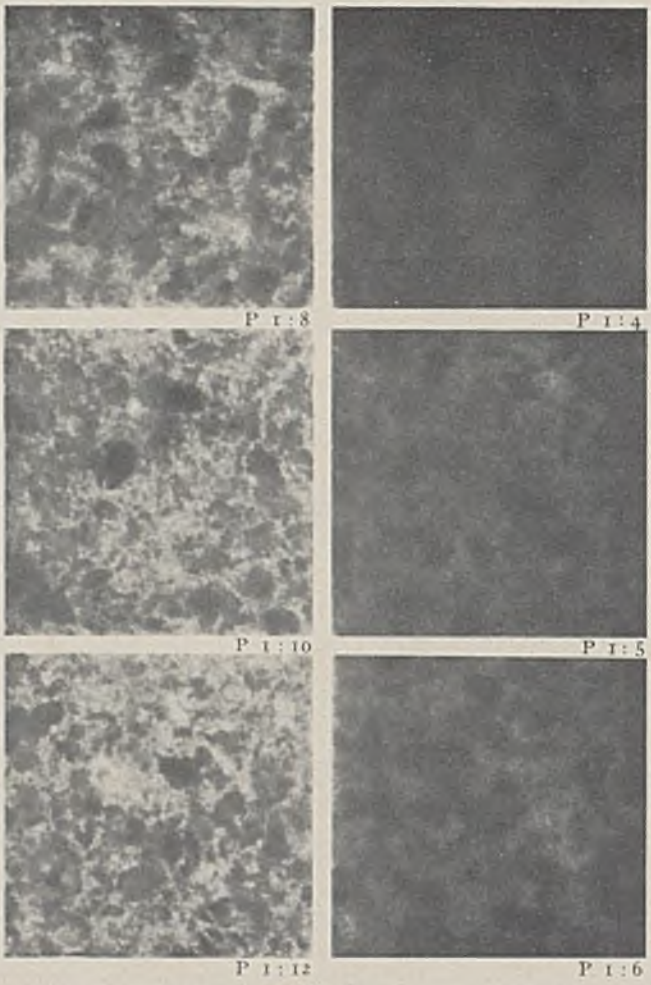

Abb. 1.

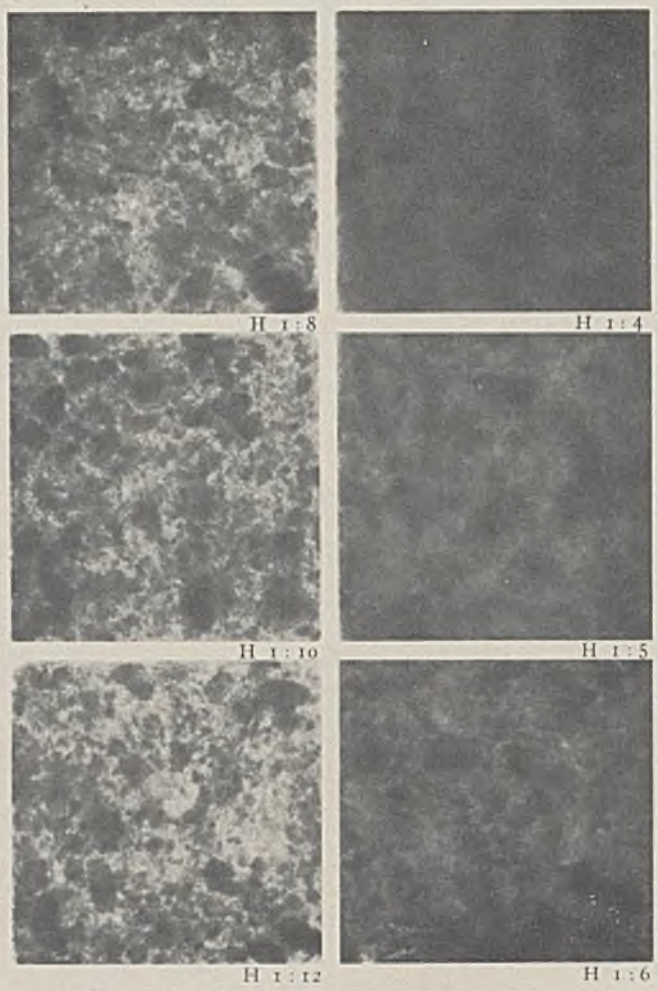

Abb. 2.

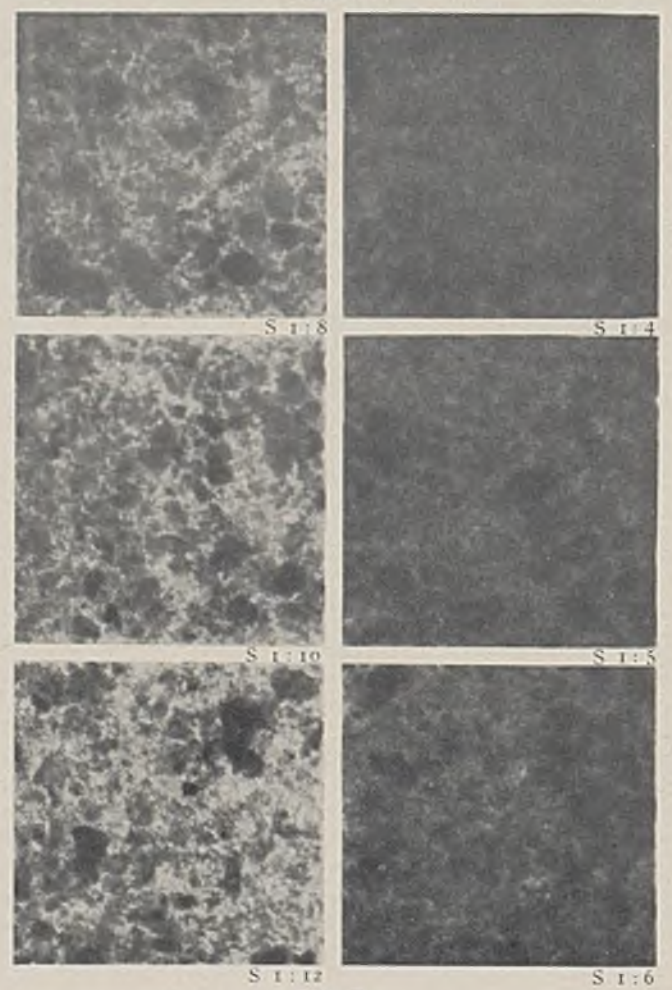

Abb. 3.

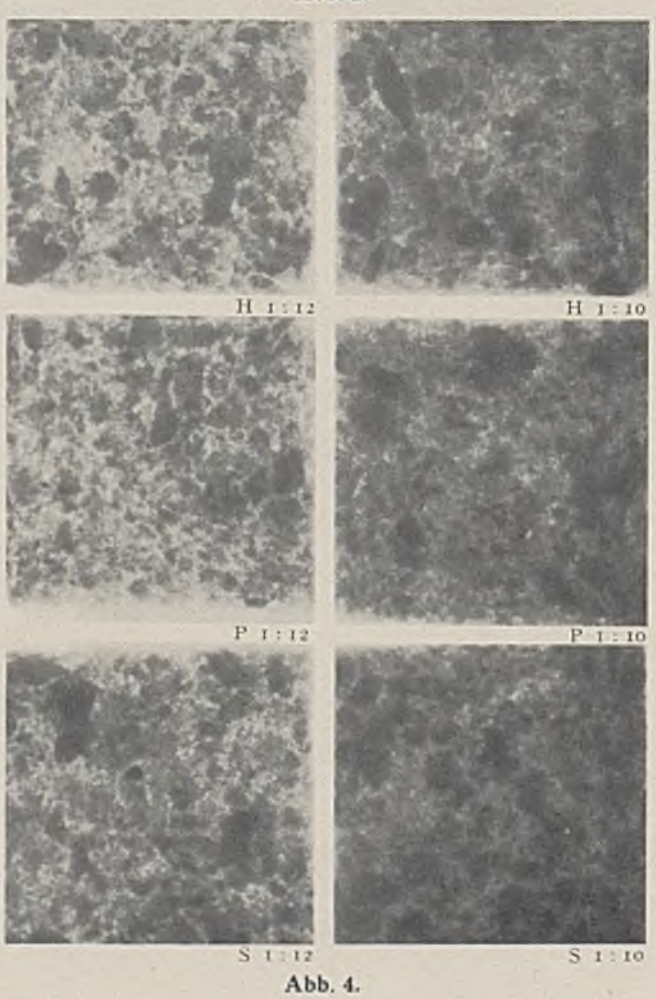

Abb. 4.

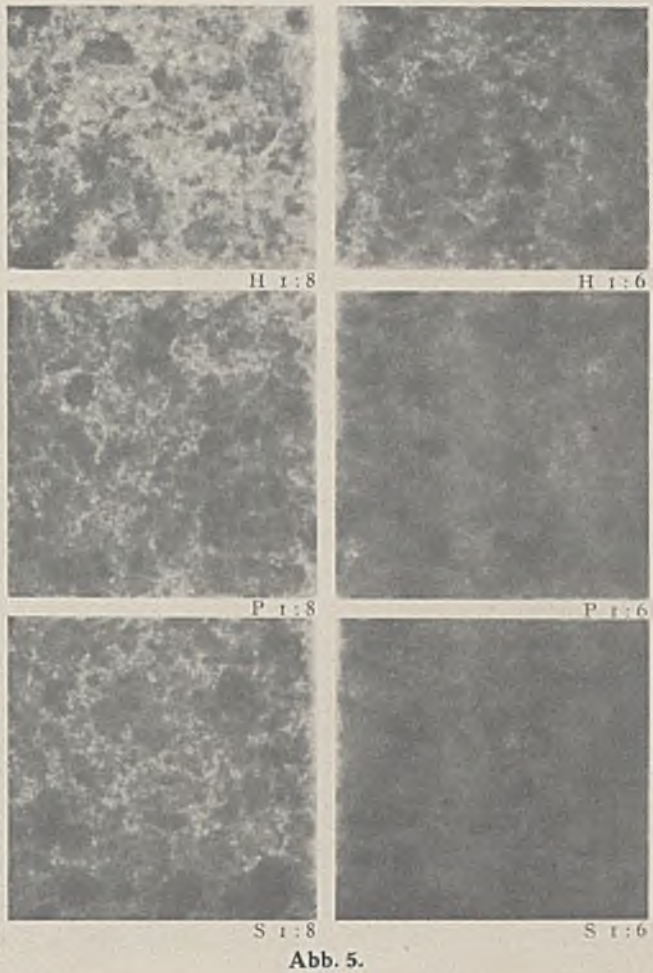

Abb. 5.

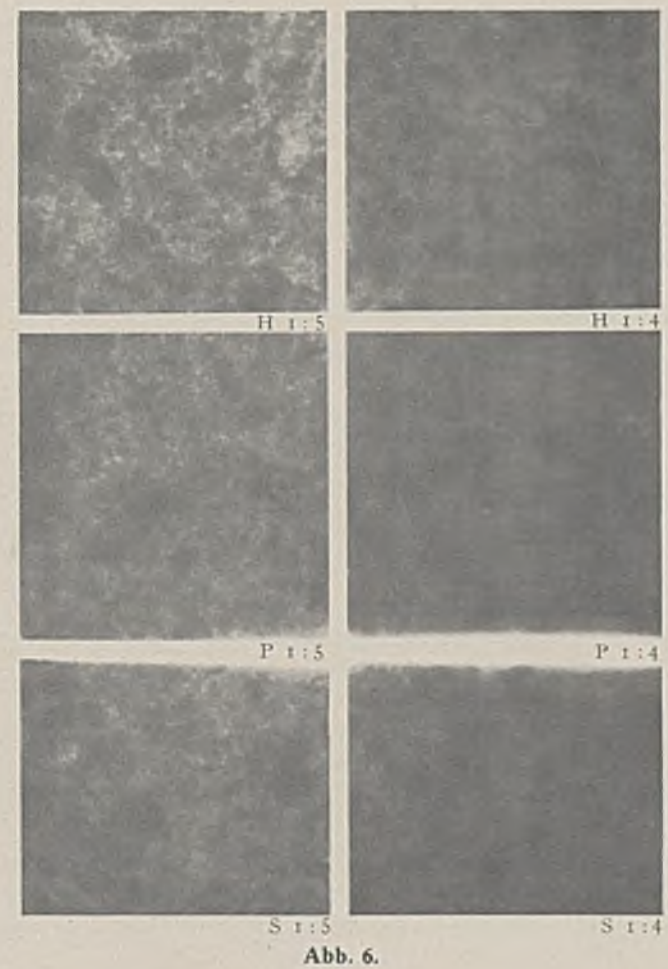

Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 1. Betonplättchen aus Portlandzement in verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Abb. 2. Betonplättchen aus Hochofenzement in verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Abb. 3. Betonplättchen aus Tonerdezement in verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Abb. 4. Betonplättchen mit Tonerdezement (S), Portlandzement (P) und Hochofenzement (H) in Mischungen 1 : 12 und 1 : 10.

Abb. 5. Betonplättchen mit Tonerdezement (S), Portlandzement (P) und Hochofenzement (H) in Mischungen 1 : 8 und 1 : 6.

Abb. 6. Betonplättchen in Tonerdezement (S), Portlandzement (P) und Hochofenzement (H) in Mischungen 1 : 5 und 1 : 4.

Abb. 7. Debye-Scherrer-Aufnahme von Tonerdezement.

Abb. 8. Debye-Scherrer-Aufnahme von Hochofenzement.

Unterschiede von nahe beieinanderliegenden Mischungen 1:4 zu 1:5 oder 1:5 zu 1:6 noch deutlich erkennbar sind. Weitere Vergleichsaufnahmen des Röntgenwerks zeigten, daß es möglich ist, die Unterschiede in der Helligkeit zwischen Betonproben mit nahe beieinanderliegenden Zementmengen, wie 1:5 und 1:6, durch Änderung der Belichtungszeit noch deutlicher hervortreten zu lassen. (Auf die Wiedergabe dieser Aufnahmen wird hier aus Raummangel verzichtet.)

Voraussetzung für die Durchführung dieser Art der Bestimmung des Zementgehalts im fertigen Beton mit Röntgenstrahlen ist, daß man sich durch eine Reihe von Röntgenaufnahmen von laboratoriumsmäßig hergestellten Probekörpern einen Vergleichsmaßstab anfertigt. Bedingung ist ferner, daß die zu vergleichenden Proben in derselben Stärke aus dem fertigen Beton herausgeschnitten werden, und daß die Röhrenspannung und die Belichtungszeit durch die Röntgenstrahlen die gleichen sind wie bei den Aufnahmen, die den Vergleichsmaßstab bilden. Im vorliegenden Fall wurden die Aufnahmen mit dem Metalix-Apparat Typ Makro 55 der C. H. F. Müller Aktiengesellschaft Hamburg hergestellt. Gearbeitet wurde mit einer Röhrenspannung von 45 kVs, einer Belichtungszeit von 120 Sekunden und einer Entfernung Fokus-Film = 83 cm.

Auf den Originalfilmen sind übrigens die Helligkeitsunterschiede wesentlich deutlicher als auf den Abzügen, in denen sie sogar bei Verwendung eines hart kopierenden Papiers gar nicht wirklichkeitsgetreu erschienen. Die hier wiedergegebenen Abzüge sind auf einem gewöhnlichen weich kopierenden Papier gemacht worden.

Da die gewöhnlichen Röntgendurchleuchtungen einen Unterschied zwischen Tonerdezement und den anderen Zementarten

nicht zeigen, es aber unter Umständen von Wichtigkeit sein kann, festzustellen, ob Tonerdezement oder gewöhnlicher Portland-, Eisenportland- oder Hochofenzement verwendet worden ist, wurde versucht, ob sich etwa mit Hilfe der Mikro-Röntgenographie Unterschiede bei den verschiedenen Zementarten ergeben.

Abb. 7 u. 8 geben die Debye-Scherrer-Aufnahmen von Tonerdezement und Hochofenzement wieder. In ihnen sind charakteristische Unterschiede der beiden Zementarten festzustellen, die sich ausdrücken in der Verschiedenheit der Zahl und der Radien, der Interferenzlinien. Sie zeigen, daß es also auch möglich ist, nachträglich am Beton die verwendete Zementart eindeutig festzustellen.

Eine in Vorbereitung befindliche Versuchsreihe soll Aufschluß geben, ob etwa eine Zumischung von Trass zum Zement sich irgendwie im Röntgenbild erkennen läßt. Zu gegebener Zeit würde auf diese Frage zurückzukommen sein.

STRÖMUNGSVORGÄNGE AN BREITKRONIGEN WEHRKÖRPERN UND AN EINLAUFBAUWERKEN.

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Privat-Dozent a. d. Technischen Hochschule in Danzig.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig).

Übersicht: Der Einfluß der Form eines Wehrkörpers und die Ausbildung seiner Krone auf den Abflußbeiwert der sog. Weisbachschen Abflußgleichung für vollkommene Überfälle wird näher erläutert; die bisher bekannten Näherungsgleichungen werden zusammengestellt. — An verschiedenen Wehrkörpern wurde der Einfluß des Verhältnisses der Wehrbreite zur Wehrhöhe auf das Wasserabführungsvermögen ermittelt. — Zur Ergänzung wurde bei einem breitkronigen Wehrkörper mit sehr rauher Oberfläche der Einfluß der Rauhigkeit auf die Energiebilanz bestimmt.

I. Zusammenstellung der bisher bekannten Näherungsgleichungen für die Berechnung des Wasserabführungsvermögens.

In der Praxis wird meist heute noch der vollkommene Überfall mit der sog. Weisbachschen Abflußgleichung berechnet:

$$(1) \qquad Q = 2/3 \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h+k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

Diese Gleichung kann nach Ermittlung des Abflußbeiwertes μ durch Eichung des Wehrkörpers als gut brauchbare Näherungsgleichung in folgender Form geschrieben werden:

$$(2) \qquad Q = A \cdot b \cdot h_E^{3/2}$$

worin Q die Wassermenge in m^3/sec, b die Wehrbreite in m, h_E die Summe aus der unabgesenkten Überströmungshöhe h und der Geschwindigkeitshöhe $k = v^2/2g$ in m ist.

Der A-Wert schließt den dimensionslosen Abflußbeiwert μ der Gl. (1) ein. Dieser Abflußbeiwert besitzt, wie verschiedentlich festgestellt wurde, eine drei- bzw. vierfache Abhängigkeit; er ist u. a. außer von der unabgesenkten Überströmungshöhe h auch noch im bedeutendsten Maße von der Ausbildung der Wehrkrone selbst abhängig. Den Einfluß der Wehrkronenausbildung zeigt folgende Zusammenstellung [1]. Man erhält für:

a) den freien voll belüfteten Strahl an einem scharfkantigen Wehr (Plattenwehr)

$$Q = 1{,}90 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$$

b) Wehre mit breiter Wehrkrone (breitkronige Wehre)

$$Q = 1{,}55 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$$

c) Wehre mit schärferen Kanten

$$Q = 1{,}77 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$$

Der A-Wert und damit der Abflußbeiwert μ ist an einem Plattenwehr (a) wesentlich größer als an einem breitkronigen Wehrkörper (b); der Wert (c) liegt ungefähr in der Mitte von (a) und (b), nur fehlt hier die Definition der „schärferen Kante". Bei einer allmählichen Verkleinerung der Wehrkronenbreite l geht das breitkronige Wehr in das Plattenwehr über und damit Gl. (b) in Gl. (a). Diesem Grenzfall des Plattenwehres steht bei einer Verlängerung der Wehrkronenbreite der andere Grenzfall des langen Gerinnes bei Einlaufbauwerken (Einlauf eines Kanals, dessen Sohle höher als die des Einlaufbeckens liegt [2]) gegenüber. Bereits bei Versuchen an der Cornell-Universität konnte Rafter beobachten, daß die Abmessung der Wehrkronenbreite l auf die Größe des Abflußbeiwertes μ einen erheblichen Einfluß hat [3], daß also Gl. (b) nicht allgemeine Gültigkeit für beliebige Größen von l besitzt. Dieser Einfluß und außerdem noch der Übergang des einen Grenzfalles in den anderen, bzw. Gl. (b) in Gl. (a) wird im folgenden näher untersucht.

Wurden die ersten Versuchsreihen an breitkronigen Wenren mit eckiger Oberwasserkante vorgenommen, so erfuhren die Oberwasserkanten der Wehrmodelle der zweiten Versuchsreihen die verschiedenartigsten Abrundungen, um den Einfluß der Art und Größe der Abrundung auf den Abflußwert μ zu ermitteln. In diesen zweiten Versuchsreihen wurde bei den meisten Versuchen die größte Wehrkronenbreite l beibehalten, da diese Wehrart als Modell eines Einlaufbauwerkes betrachtet wurde. Die konstruktive Ausbildung der Eintrittskante eines Einlaufbauwerkes hat, wie aus nachfolgendem zu ersehen ist, nicht nur auf das Wasserabführungsvermögen, sondern auch auf die Wassertiefe im Kanal einen bedeutenden Einfluß.

Für die Berechnung von Wehrkörpern mit abgerundeten Kanten oder mit abgerundeter Wehrkrone stehen zwei in letzter Zeit ermittelte Gleichungen zur Verfügung. Man erhält für:

d) breitkronige Wehre mit abgerundeten Kanten nach Jacoby [4]

$$Q = 1{,}52 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$$

e) ein Dachwehr (Neigung rd. 1 : 2,5) mit abgerundeter Krone beim angeschmiegten Strahl nach Keutner [5]

$$Q = 2{,}17 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$$

Die A-Werte und damit die Abflußbeiwerte μ der Gl. (d) und Gl. (e) sind wiederum stark voneinander verschieden. Auch für diese beiden Werte wird im nachfolgenden die Möglichkeit des Überganges der einen Wehrart in die andere bzw. der Gl. (d) in Gl. (e) überprüft, ebenso die Frage der Anwendbarkeit von Gl. (d) für die verschiedenartigsten Formen der Abrundung der Kanten und daraus dann die günstigste konstruktive Ausbildung von Einlaufkanten ermittelt.

Die gewonnenen Ergebnisse der beiden Versuchsreihen wurden außer nach Gl. (2) (Bestimmung der Abflußbeiwerte μ) noch nach einem Verfahren ausgewertet, das erstmals von Jacoby angewandt wurde [6]. Er ging davon aus, daß in einem Durchflußquerschnitt bei einer bestimmten Tiefe (Grenztiefe genannt) die mittlere Abflußgeschwindigkeit die Wellengeschwindigkeit erreicht. An einem

[1] Nach Weyrauch-Strobel: Hydraulisches Rechnen. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1930. 6. Auflage S. 198.

[2] Bundschu: Angewandte Hydraulik, Verlag von Julius Springer, Berlin 1929. Auf S. 31 bringt der Verfasser ein Beispiel solcher Einlaufberechnungen.

[3] Forchheimer, Ph.: Grundriß der Hydraulik. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig—Berlin 1926. 2. Aufl., S. 95.

[4] Jacoby, E.: Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren, Wasserkraft und Wasserwirtschaft (1933) S. 80.

[5] Keutner, Chr.: Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. Die Bautechnik (1929) S. 577.

[6] Jacoby, E.: Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren. Kommissionsverlag von Walter und Rapa, Riga 1931.

Dieses Verfahren wandte Keutner mit gutem Erfolg auch auf Wehre mit zwei- und dreiseitiger Einschnürung an.

Keutner, Chr.: Wassermengenmesssung an Wehren mit zwei- und dreiseitiger (Ponceletüberfall) Einschnürung. Der Bauingenieur (1932) S. 399.

Wehrkörper ist die theoretische Überströmungshöhe h_E jeweils größer als die Grenztiefe h_{gr}. Allgemein gilt dann:

$$(3) \qquad h_E = \alpha \cdot h_{gr} \quad \text{worin} \quad h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \text{ ist.}$$

Man erhält für:

f) den freien voll belüfteten Strahl an einem scharfkantigen Wehr (Plattenwehr) nach Jacoby wie Gl. (a)

$$h_E = 1{,}40 \cdot h_{gr}$$

g) breitkronige Wehre mit abgerundeten Kanten nach Jacoby wie Gl. (d)

$$h_E = 1{,}62 \cdot h_{gr}$$

h) ein Dachwehr mit abgerundeter Krone nach Keutner wie Gl. (e)

$$h_E = 1{,}29 \cdot h_{gr}.$$

Die α-Werte wurden für die verschiedenen Wehrkronenbreiten l und Abrundungen der Oberwasserkante ermittelt und zeichnerisch aufgetragen. Aus diesen Auftragungen kann der α-Wert für die gegebenen Verhältnisse entnommen und in Gl. (3) eingesetzt werden. Diese so erhaltenen Gleichungen errechnen die überfließende Wassermenge genauer als die in den einzelnen Zusammenstellungen stehenden Näherungsgleichungen, die nach Gl. (2) aufgebaut sind.

II. Versuchseinrichtungen, Maßstäbe und Modellformen.

Die im nachfolgenden beschriebenen Versuche wurden in der hydraulischen Rinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig vorgenommen. Die Versuchsanordnung und die Meßeinrichtungen der Versuchsanstalt mit Meßgenauigkeiten auf $^1/_{10}$ l/sec und $^1/_{10}$ mm wurden bereits eingehend in verschiedenen Aufsätzen mitgeteilt [7]. Das Wehrmodell wurde aus kräftigen Bohlen hergestellt und mit einer starken Blechhaut überzogen, so daß die Oberfläche der Wehrkrone als „glatt" bezeichnet werden kann. Die Wehrhöhe w = 0,50 m wurde bei sämtlichen Versuchen unverändert gelassen, die Wehrkrone lag stets waagerecht und der Abfall nach dem Ober- und Unterwasser zu war, wenige Wehrformen ausgenommen, senkrecht. Der Einfluß des Verhältnisses der Wehrkronenbreite l zur Wehrhöhe w auf das Wasserabführungsvermögen wurde an folgenden eckigen Verhältnissen untersucht:

Verhältnis A	w = 0,50 m	l = 2,00 m	l/w = 4,0
„ B	w = 0,50 „	l = 1,60 „	l/w = 3,2
„ C	w = 0,50 „	l = 1,20 „	l/w = 2,4
„ D	w = 0,50 „	l = 0,80 „	l/w = 1,6
„ E	w = 0,50 „	l = 0,40 „	l/w = 0,8
„ F	w = 0,50 „	l = 0,20 „	l/w = 0,4
„ G	w = 0,50 „	l = 0,10 „	l/w = 0,2

In den zweiten Versuchsreihen wurde die Form der Oberwasserkante verändert, um deren Einfluß auf das Wasserabführungsvermögen zu bestimmen. Die Wehrkronenbreite l = 2,0 m bzw. l/w = 4,0 wurde beibehalten:

Verhältnis A eckig = Vergleichsform I	w = 0,50 m	r = —	r/w = —
„ II	w = 0,50 „	r = 0,10 m	r/w = 0,2
„ III	w = 0,50 „	r = 0,20 „	r/w = 0,4
„ IV	w = 0,50 „	r = 0,30 „	r/w = 0,6
„ V	w = 0,50 „	r = 0,40 „	r/w = 0,8
„ VI	w = 0,50 „	parabelförmige Abrundung	
Sonderf. VII	w = 0,50 „	Form VI mit anschließender Absturzparabel, l = 2,4 m	
„ VIII	w = 0,50 „	Doppelparabel l = 0,8 m	

Zur Feststellung des Einflusses der Form der Unterwasserkante auf das Wasserabführungsvermögen wurde an Wehrform VI eine Absturzparabel angefügt. Zum Vergleich mit einem Dachwehr und mit einem Wehr mit eckigen Kanten und gleicher Grundfläche wurde Form VIII aus zwei Parabeln zusammengesetzt. Die Gestalt der einzelnen Wehrmodelle geht aus dem Schaubild der Abb. 12 hervor. Die Abrundungen wurden aus Holz hergestellt, wie die Wehrkrone mit einer Blechhaut überzogen und so eingepaßt, daß die Abrundungen ohne Absatz in die Wehrkrone übergingen.

[7] S. u. a. Fußnote 5 auf S. 576.

III. Auswertung der Versuchsergebnisse.

a) 1. Versuchsreihen: eckige Oberwasserkanten.

Die Begriffsbestimmung der einzelnen in der Untersuchung vorkommenden Größen:

- h = unabgesenkte Überströmungshöhe in einer größeren Entfernung stromauf des Wehranfanges,
- k = $v^2/2g$ = Geschwindigkeitshöhe des im Zulaufkanal strömenden Wassers,
- h_E = Summe aus h+k,
- h′ = abgesenkte Überströmungshöhe über dem höchsten Punkt der Wehrkrone, also Ende der Abrundung und fällt mit h_1 bei einer eckigen Oberwasserkante zusammen,
- h_1 = abgesenkte Überströmungshöhe über dem Wehranfang,
- h_2 = Überströmungshöhe über der Unterwasserkante der Wehrkrone,
- max t = größte Wassertiefe über einer breiten Wehrkrone,
- min t = kleinste Wassertiefe über einer breiten Wehrkrone.

Abb. 1 zeigt die Strömungsvorgänge an dem Wehrverhältnis A. Der Wasserspiegel beginnt sich bereits in einer größeren Entfernung stromauf des Wehranfanges infolge von Schwerkraftbeschleunigungen abzusenken und besitzt über dem Wehranfang nur mehr die Überströmungshöhe h_1. Die Absenkung setzt sich noch über der breiten Wehrkrone bis zu einem Tiefstpunkt fort. Der Wasserspiegel beginnt von dort an wiederum anzusteigen. Tastet man die überströmte Wehrkrone mit Wollfäden zur Feststellung der Strömungsrichtung ab, so kann man beobachten, daß sich an der eckigen Oberwasserkante eine Wasserwalze gebildet hat, die sich, unmittelbar an der scharfen Kante beginnend, ein Stück nach stromab erstreckt. Denkt man sich an Stelle der Wasserwalze einen Luftraum, dann erhält man das Bild einer Sprungkurve des freien springenden Strahles an einem Plattenwehr (punktiert eingezeichnet). Es treten demnach an dieser eckigen Oberwasserkante ähnliche Strömungsvorgänge auf, als wie an einem Plattenwehr [8]. Der Strahl verläßt auch hier gleichsam in einer Sprungkurve die senkrechte Wehrwand, nur daß sich hier unter dem Strahl an Stelle der Luft eine Wasserwalze befindet. Die Abmessungen der Wasserwalze sind von der Größe der Überströmungshöhe h abhängig und wurden angenähert errechnet zu:

$\triangle h_1 \sim 0{,}15\ h$ bei einer Sprungkurve ist $\triangle h_1 = 0{,}11\ h$
$\triangle h_2 \sim 0{,}77\ h$ „ „ „ „ $\triangle h_2 = 0{,}70\ h$

Es ist äußerst schwierig die obere Begrenzung der Wasserwalze auch nur einiger Massen genau anzugeben. Außerdem wurden noch Geschwindigkeitsmessungen in einzelnen Querschnitten in der Mittelachse des Wehrkörpers vorgenommen. Mittels einer Stauröhre wurden die waagerechten Geschwindigkeitskomponenten in den verschiedenen Höhenlagen des zu untersuchenden Querschnitts gemessen. Meßquerschnitt 1 war unmittelbar die eckige Oberwasserkante, Meßstelle 2 lag angenähert im Querschnitt der größten Ausdehnung der Wasserwalze und 3 am Ende der Walze. In diesen drei Querschnitten wurden in sämtlichen Höhenlagen, ausgenommen jeweils an der Wasserspiegeloberfläche (im Absenkungspunkt), wesentlich kleinere Geschwindigkeiten gemessen als man theoretisch erwarten konnte. v_v ist meist bedeutend kleiner als v_t. Die gemessene Geschwindigkeitsverteilung v_v stimmt auch in ihrer Form mit der an einem Dachwehr ermittelten konkaven

[8] Keutner, Chr.: Abfluß-Untersuchungen und Berechnungen für Überfälle an scharfkantigen Wehren. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1931, S. 4. Abb. 3 u. 4 zeigen diese Strahlform; S. 12 in Abb. 16 sind die Abmessungen einer solcher Sprungkurve angegeben.

nicht überein [9]. Es treten demnach andere Strömungsvorgänge auf, als an jenem Wehrkörper. Die Geschwindigkeitsverminderung dürfte außer von den „Quergeschwindigkeiten" der aufsteigenden und absinkenden Wasserteilchen [10], auch noch von der „Querkraftwirkung" der aus der Wasserwalze an der Trennfläche zwischen Strahl und Walze austretenden Wasserteilchen, hervorgerufen werden [11]. Aus einem Vergleich der tatsächlichen mit der theoretischen Geschwindigkeitsfläche geht hervor, daß der Abflußbeiwert μ durch eine Querschnittsverkleinerung (Absenkung) und eine Geschwindigkeitsverminderung von v_t nach v_v verursacht wird. Die 4. Geschwindigkeitsmessung erfolgte in Wehrmitte. Auch hier kann eine Geschwindigkeitsverminderung von v_t nach v_v festgestellt werden. In diesem Querschnitt überwiegt aber bei weitem die Querschnittsverkleinerung durch die Absenkung des Wasserspiegels. Eine ähnliche Geschwindigkeitsverteilung, die auf ähnliche Strömungsvorgänge schließen läßt, erhält man bei Messungen in Kanälen, d. h. bei diesem Wehrverhältnis treten in Wehrmitte bereits die Strömungsvorgänge eines Kanales auf. Am Ende des Wehrkörpers wurde die 5. Geschwindigkeitsmessung vorgenommen. Hier nähert sich die gemessene Verteilung v_v bereits sehr stark der theoretischen v_t, denn dort treten keine

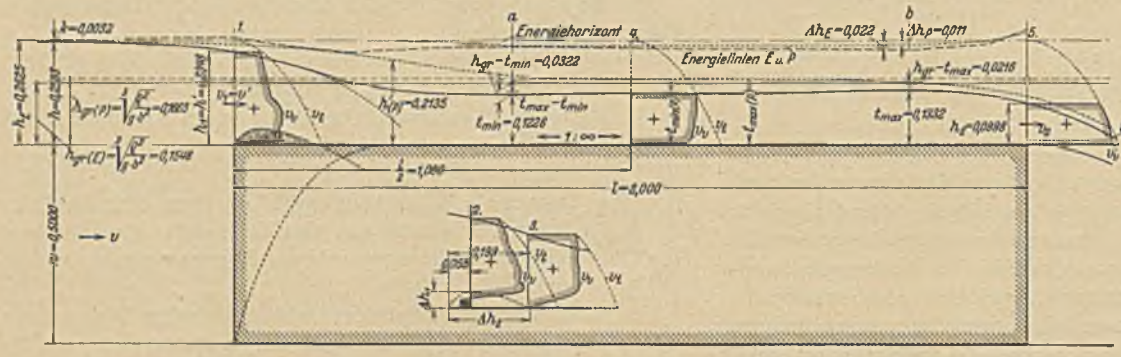

Abb. 1.

aufsteigenden, sondern nur abwärts sich bewegende Wasserteilchen auf.

Für die Untersuchung der Energiebilanz ist die Energiesumme in einem Querschnitt stromauf des Wehrkörpers, in dem sich der Wasserspiegel noch nicht abzusenken begonnen hat, zu bilden. Die Höhe des Energiehorizontes wird aus der Summe der Wehrhöhe w, der Überströmungshöhe h und der Geschwindigkeitshöhe $v^2/2\,g$ bestimmt. Dieser gedachte Horizont umfaßt die gesamte vorhandene Energie: die Lagenenergie E_L, die Bewegungsenergie E_V und die umgewandelte Energie E_U, während die Energielinie in jedem Querschnitt nur die Größe der dort vorhandenen freien Energie $E_L + E_V$ angibt. Eine ähnliche Energieuntersuchung wurde bereits an einem Dachwehr vorgenommen [12]. Ermittelt man nun die Energielinie durch Verbindung der Endpunkte der Summe der freien Energie in den einzelnen Querschnitten, so liegt bis zum Wehranfang die Energielinie über, bis stromab von Querschnitt b unter dem Energiehorizont und steigt von dort wiederum an bis über den Horizont. Diese eigenartige Erscheinung wurde seiner Zeit vom Verfasser dahin erklärt, daß man bei der Berechnung der Geschwindigkeitshöhe aus der Wassermenge und dem durchströmenden Querschnitt die Krümmung der Wasserfäden in diesem Querschnitt außer acht gelassen hat. Berücksichtigt man diese Krümmung durch Einsetzen eines „Geschwindigkeitshöhen-Krümmungswertes" [13], so fällt die Energielinie unter den Horizont.

Von Querschnitt a bis b sind die Wasserfäden einigermaßen waagerecht gerichtet, stromab von b macht sich wiederum die Krümmung der Wasserfäden durch Ansteigen der Energielinie bemerkbar. Im Querschnitt b ergibt sich ein Unterschied zwischen dem Energiehorizont und der Energielinie, der die Größe der umgewandelten Energie, d. h. den Druckhöhenverlust darstellt, der durch die Reibung und die Wasserwalze bis zu diesem Querschnitt hervorgerufen wurde. Für das abgebildete Meßergebnis zeigt sich ein Druckhöhenverlust von:

$$\triangle h_E = 0{,}022\,\text{m} \sim 6{,}9 \cdot v^2/2\,g.$$

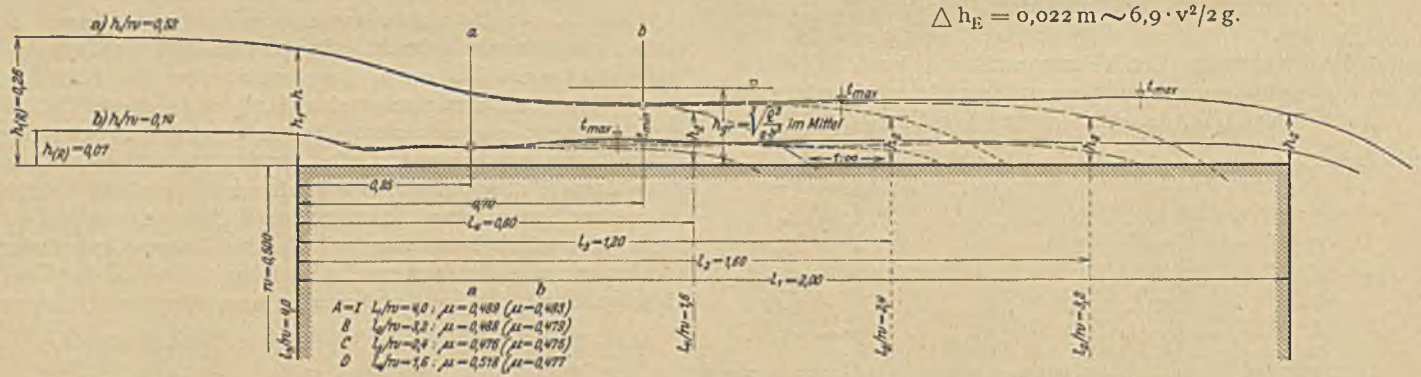

Abb. 2.

Ermittelt man sich nun die Grenztiefe h_{gr}, bei der die Wellengeschwindigkeit auftritt, dann kann man feststellen, daß die Wassertiefen über einer glatten Wehrkrone bei einem Wehrverhältnis A durchweg kleiner sind als diese Grenztiefe, d. h. daß sich das Wasser über der Wehrkrone bzw. in diesem Kanal im schießenden Bewegungszustand befindet. Selbst die größte Tiefe max t stromab des tiefsten Absenkungspunktes ist wesentlich kleiner als h_{gr}. Für das in Abb. 1 gezeigte Meßergebnis erhält man:

$$\max t \sim 0{,}85 \cdot h_{gr} \quad \text{und} \quad \min t \sim 0{,}79 \cdot h_{gr}.$$

Die Wassertiefen über einer Wehrkrone können als Funktion der unabgesenkten Überströmungshöhe h dargestellt werden: $t/w = f\,(h/w)$.

[9] Siehe Fußnote 5 S. 575, oder Keutner, Chr.: Der Einfluß der Krümmung der Wasserfäden auf die Energiebilanz und das Wasserabführungsvermögen an abgerundeten und scharfkantigen Wehrkörpern. Wasserkraft und Wasserwirtschaft (1933) S. 26, Abb. 2.

[10] Siehe Fußnote 5 S. 577, hier wird die Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt über der Wehrkrone eines Dachwehres durch die „Quergeschwindigkeitstheorie" erklärt.

[11] Siehe Fußnote 8 S. 18/19, hier wird diese „Quergeschwindigkeitstheorie" an einem voll angesaugten Strahl an einem scharfkantigen Wehr durch die Theorie der „Querkraftwirkung" der aus der Wasserwalze austretenden Wasserteilchen erweitert.

[12] Siehe Fußnote 9 S. 26, Abb. 1.

[13] Siehe Fußnote 9 S. 27. Es wurde auf Grund von Versuchen an den verschiedenartigsten Wehrformen und Strahlarten dieser „Geschwindigkeitshöhen-Krümmungswert" ermittelt.

Für Wehrverhältnis A bei glatter Wehrkronenoberfläche ergibt sich folgende Zusammenstellung I:

a

max t/w = 0,62 h/w + 0,0136	gültig von	h/w < 0,140
max t/w = 0,26 h/w + 0,063	„ „	h/w = 0,140 bis h/w = 0,264
max t/w = 0,53 h/w — 0,005	„ „	h/w > 0,264

b

min t/w = 0,41 h/w + 0,01	„ „	h/w < 0,264
min t/w = 0,49 h/w — 0,01	„ „	h/w > 0,264

Abb. 2 zeigt die Wehrverhältnisse A, B, C und D. ($h_{(R)}$ = Druckhöhen reduziert auf eine gemeinsame Größe.) Bei einem gemeinsamen Überströmungsverhältnis h/w = 0,52 stimmen die einzelnen Wasserspiegel bei allen vier Verhältnissen bis Querschnitt a vollkommen miteinander überein. Nur bei breiten Wehrkronen wie bei A, B und C ist ein Unterschied zwischen den Wassertiefen max t und min t feststellbar. Im Querschnitt b ist die mittlere Wassertiefe der Versuche (Doppelkreis) bedeutend kleiner als die mittlere Grenztiefe h_{gr}, d. h. bei allen diesen Verhältnissen befindet sich das Wasser im schießenden Bewegungszustand. Bei einem kleineren Überströmungsverhältnis h/w = 0,14 beobachtet man zwischen dem Wehranfang und dem Querschnitt a verschiedene Wasserspiegellagen, es bilden sich in diesem Bereich stehende Wellen aus, die verschiedene Formen besitzen. Ebenso weichen die Wasserspiegellagen stromab von Querschnitt a stark voneinander ab. Die Wasserwalze, deren Ausgangspunkt die Oberwasserkante ist, konnte bei allen diesen Verhältnissen beobachtet werden.

Für die Wehrverhältnisse B und C können die Wassertiefen aus der Zusammenstellung II entnommen werden:

Wehrverhältnis B = l/w = 3,2 bei glatter Wehrkronenoberfläche.

a

max t/w = 0,46 h/w + 0,018	gültig von	h/w < 0,455
max t/w = 0,19 h/w + 0,14	„ „	h/w > 0,455

b

min t/w = 0,48 h/w	„ „	h/w < 0,455
min t/w = 0,19 h/w + 0,132	„ „	h/w > 0,455

Wehrverhältnis C = l/w = 2,4 bei glatter Wehrkronenoberfläche.

a

max t/w = 0,483 h/w + 0,01	gültig von	h/w < 0,088
max t/w = 0,324 h/w + 0,024	„ „	h/w = 0,088 bis h/w = 0,164
max t/w = 0,470 h/w	„ „	h/w = 0,164 bis h/w = 0,49
max t/w = 0,07 h/w + 0,198	„ „	h/w > 0,49

b

min t/w = 0,470 hw	„ „	h/w < 0,49
min t/w = 0,07 h/w + 0,198	„ „	h/w > 0,49

Abb. 3 zeigt die Wehrverhältnisse E, F und G. Die Absenkung des Wasserspiegels nähert sich bei großer Überströmungshöhe h, besonders bei F und G derjenigen des frei springenden Strahles, nur ist etwas stromauf der Unterwasserkante die Strahloberfläche geknickt. Eine Wasserwalze wurde auch bei diesen Wehrverhältnissen stets festgestellt. Das Ende dieser Wasserwalze rückt mit kleiner werdendem Verhältnis l/w der Unterwasserkante immer näher. An G ist bei einem Überströmungsverhältnis h/w = 0,442 die Längsausdehnung der Wasserwalze $\triangle h_2$ größer als die Wehrkronenbreite l, die Walze ist „zerplatzt" und der freie springende Strahl hat sich ausgebildet. Die Wasserwalzen gehen demnach in Sprungkurven über, wenn ihre Ausdehnung größer ist als ihre Unterlage. Bei kleineren Überströmungshöhen bilden sich stehende Wellen über dem Wehrkörper aus.

Die Versuchsergebnisse wurden nach der Weisbachschen Gl. (1) ausgewertet, die ermittelten Abflußbeiwerte μ sind in den Abbildungen angegeben. Setzt man nun die ermittelten μ-Werte in Gl. (2) ein, dann können die erhaltenen Näherungsgleichungen, die für die Praxis vollauf genügend sind, in der Zusammenstellung III zusammengefaßt werden:

Eckige Oberwasserkante, glatte Wehrkronenoberfläche.

Wehrverhältnis A ... l/w = 4,0 ... $Q = 1{,}430 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}55$

„ B ... l/w = 3,2 ... $Q = 1{,}430 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}55$

„ C ... l/w = 2,4 ... $Q = 1{,}430 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}55$

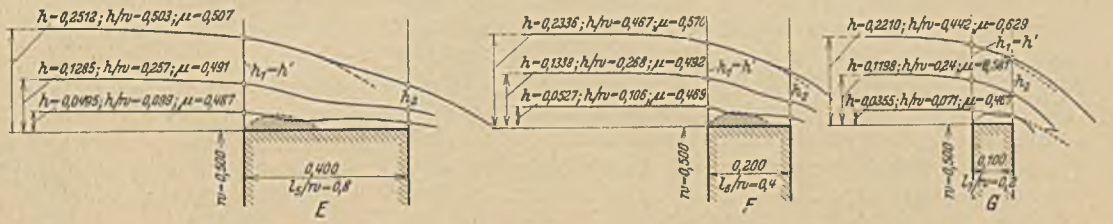

Abb. 3.

Wehrverhältnis D ... l/w = 1,6 ... $Q = 1{,}445 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}47$
... $Q = 1{,}487 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w > 0{,}47$

„ E ... l/w = 0,8 ... $Q = 1{,}452 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}42$
... $Q = 1{,}487 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w > 0{,}42$

„ F ... l/w = 0,4 ... $Q = 1{,}447 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}265$
... $Q = (1{,}13 \cdot h/w + 1{,}148) \cdot b \cdot h_E^{3/2}$
gültig von $h_E/w > 0{,}265$

„ G ... l/w = 0,2 ... $Q = (1{,}71 \cdot h/w + 1{,}275) \cdot b \cdot h_E^{3/2}$
gültig von $h_E/w = 0{,}07$ bis $h_E/w = 0{,}365$
... $Q = 1{,}856 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ ...
gültig von $h_E/w > 0{,}365$

Als gemeinsame Näherungsgleichung kann für Wehrverhältnis A, B, C und D gesetzt werden:

(4) $Q = 1{,}437 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$ gültig von $h_E/w = 0{,}15$ bis $h_E/w = 0{,}45$.

Vergleicht man diese Gleichung mit der Gl. (b) des I. Abschnitts, dann ersieht man, daß die bisher bekannte Gleichung für größere Wehrverhältnisse l/w zu große Abflußwerte ergibt.

Um die Wasserspiegellage über einem breitkronigen Wehrkörper bestimmen zu können, ist es notwendig, die Größe der Absenkung sowohl über der Oberwasser- als auch über der Unterwasserkante zu kennen. In Abb. 4 wurden die verbleibenden Überströmungshöhen als Funktion der unabgesenkten Überströmungshöhe h dargestellt. Aus dieser Auftragung erhält man für

Wehrverhältnis A, B, C, D und E ... $h_1/w = h'/w = 0{,}90\ h/w$
„ F ... $h_1/w = h'/w = 0{,}88\ h/w$
„ G ... $h_1/w = h'/w = 0{,}86\ h/w$

Zum Vergleich sei hier die Größe der Absenkung an einem Plattenwehr beim frei springenden Strahl gesetzt:

$$h_1/w = h'/w = 0{,}85\ h/w.$$

Die Absenkung wird demnach um so geringer, je größer das Verhältnis l/w ist.

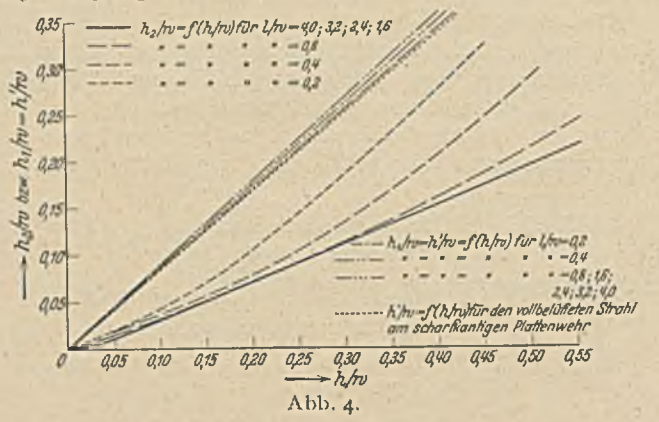

Abb. 4.

Große Verschiedenheit zeigt die Funktion $h_2 = f(h)$ bei den einzelnen Wehrverhältnissen. Die Verhältnisse A, B, C und D weisen eine gemeinsame Beziehung auf, bei E wird von $h_E/w > 0{,}3$ an ein immer größer werdender Unterschied gegenüber den ersten vier Verhältnissen bemerkbar. F und G zeigen bereits bei ganz kleinen Überströmungsverhältnissen starke Abweichungen. Die Absenkung an der Unterwasserkante eines breitkronigen Wehrkörpers wird um so kleiner, je kleiner das Verhältnis l/w ist. Im Grenzfalle beim Plattenwehr ist $h_1 = h' = h_2$.

Die zweite Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte nach Gl. (5); die Summe aus der unabgesenkten Überströmungshöhe und der Geschwindigkeitshöhe wird zur Grenztiefe in Beziehung gesetzt:

$$h_E = \alpha \cdot h_{gr} \quad \text{worin} \quad h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b_2}} \quad \text{ist.}$$

Der α-Wert wurde aber als Funktion des Überströmungsverhältnisses h_E/w erkannt. In Abb. 5 wurden die α-Werte für die verschiedenen Wehrverhältnisse aufgetragen und kurvenförmig miteinander verbunden. Bei einigen Wehrverhältnissen bleibt α von einem bestimmten Verhältnis h_E/w an konstant. So ist z. B. für die Verhältnisse A, B und C dieser Wert von $h_E/w = 0{,}10$ bis $h_E/w = 0{,}55$ konstant und gleich groß, nämlich $\alpha = 1{,}700$. Je größer der Wert α ist, um so kleiner ist der Abflußbeiwert μ der Weisbachschen Gleichung für das betreffende Verhältnis, da zwischen den Werten μ und α ein rechnerischer Zusammenhang ermittelt werden kann [14].

Bei den Wehrverhältnissen A, C, E und F wurde eine oft starke Abnahme des α-Wertes bis $h_E/w = 0{,}1$ und bei den übrigen Verhältnissen in demselben Bereich eine Zunahme festgestellt. Dieses verschiedenartige Verhalten bei kleinen Überströmungshöhen kann durch die verschiedene Abflußform an der Oberwasserkante erklärt werden. Man kann zwei verschiedene Strahlformen bei diesen Überströmungshöhen beobachten, nämlich die Tauchform und die Wellenform (Abb. 6). Diese beiden Formen entstehen je nachdem diese kleine Überströmungshöhe aus einer größeren (Zuflußverkleinerung) oder aus einer kleineren (Zuflußvergrößerung) entstanden ist und besitzen Abflußbeiwerte von ganz verschiedener Größe. Ähnliche Verhältnisse konnten bereits an einem scharfkantigen Plattenwehr beobachtet werden [15]. Bei kleinen Überströmungshöhen ist demnach die Abflußart zu berücksichtigen. Da sich die Tauchform durch äußere Einflüsse in die Wellenform verwandelt ist die Berechnungsmöglichkeit der kleinen Überströmungsverhältnisse bis $h_E/w = 0{,}1$ bei eckiger Oberwasserkante sehr unsicher.

Für die Wehrverhältnisse A, B, C und D kann man in großer Näherung folgende Gleichung aufstellen:

(5) $h_E = 1{,}68 \cdot h_{gr}$ gültig von $h_E/w = 0{,}15$ bis $h_E/w = 0{,}45$.

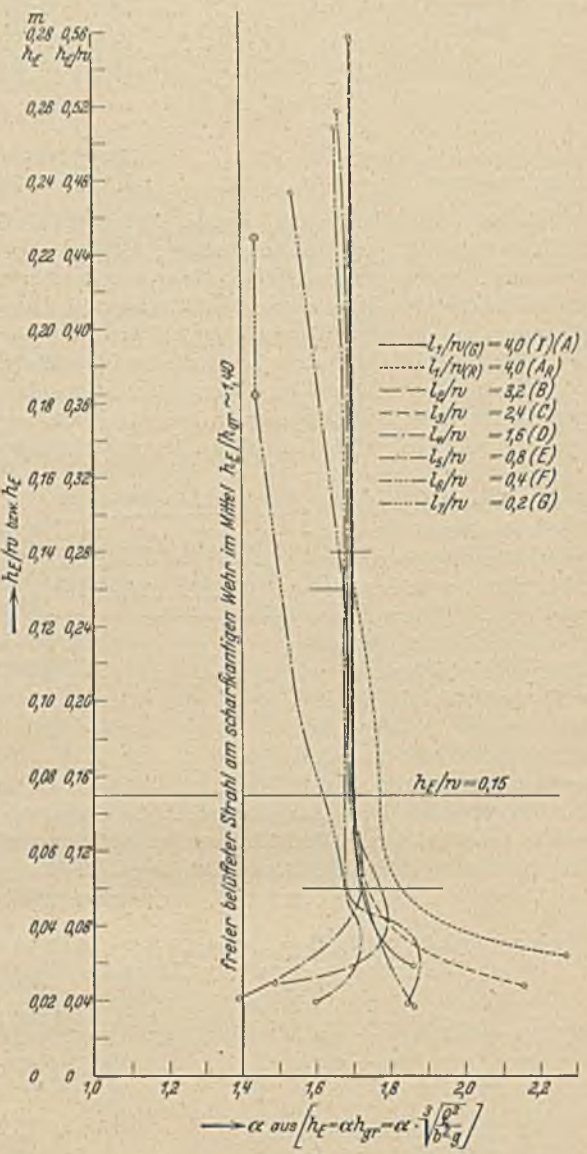

Abb. 5.

Bei dem Wehrverhältnis F wird der α-Wert von $h_E/w > 0{,}26$ rasch kleiner und nähert sich dem des Verhältnisses G. Bei diesem Verhältnis nimmt er bereits von $h_E/w = 0{,}1$ sehr stark ab und nähert sich dem α-Wert des freien voll belüfteten Strahles an einem scharfkantigen Plattenwehr. Bei $h_E/w = 0{,}365$ bildet sich der springende Strahl an dem Wehrverhältnis G aus, der α-Wert erreicht seinen Kleinstwert, $\alpha = 1{,}438$; er bleibt bei größer werdendem h_E/w unveränderlich und erreicht den Wert des Plattenwehres (Grenzfall) $\alpha = 1{,}40$ nicht. Diesen Unterschied in den α-Werten bedingt die Anschärfung der Schneide des Plattenwehres.

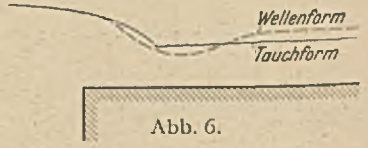

Abb. 6.

Die Wehre dieser bisher mitgeteilten Versuchsreihen hatten eine glatte Oberfläche (Blechhaut). Um den Einfluß der Rauhigkeit der Oberfläche der Wehrkrone auf das Wasserabführungsvermögen und auf die Wassertiefen über der breiten Wehrkrone feststellen zu können, wurde ein Wehrkörper mit dem Verhältnis $l/w = 4{,}0$ (A_R) untersucht, der eine äußerst rauhe, aber gleichmäßige, aus Beton hergestellte, Oberfläche besaß. Die Wehr-

[14] Siehe Fußnote 9 S. 46, Abb. 10.
Frank, J.: Zuschrift in Wasserkraft und Wasserwirtschaft (1933) S. 165/166.

[15] Keutner, Chr.: Entstehung und Wasserabführungsvermögen verschiedener Strahlformen an scharfkantigen Wehren. Die Bautechnik (1931) S. 714.

kronenoberfläche setzte sich aus einzelnen Zahnreihen, die jeweils um einen Zahn versetzt angeordnet waren, zusammen (Abb. 7). Die Zahnhöhe betrug im Mittel 0,025 m und der Abstand der Zahnreihen voneinander 0,03 m. Die Höhe und Breite der Zähne ist im Verhältnis zu den übrigen Abmessungen des Wehrkörpers und zu den Größen der Überströmungshöhen so groß, daß man kaum in der Praxis unter normalen Verhältnissen diese Rauhigkeit erreichen dürfte (Grenzfall). In Abb. 7 werden zwei Versuche mit der gleichen unabgesenkten Überströmungshöhe h an einem breitkronigen Wehr mit glatter (G) und rauher (R) Oberfläche dargestellt. Bis Querschnitt A stimmen bei großen Überströmungshöhen die Wasserspiegel fast vollkommen überein, sie senken sich in A gleich tief ab. Zwischen den Querschnitten A und B bildet sich bei der rauhen Wehroberfläche eine stehende Welle, stromab von Querschnitt B stimmen die Wasserspiegel angenähert wieder überein. Die große Wasserwalze beginnend an der eckigen Oberwasserkante konnte bei der rauhen Oberfläche ebenfalls festgestellt werden, außerdem wurden noch in allen Zahnlücken kleine Wasserwalzen beobachtet. Im Querschnitt A ist die Wassertiefe kleiner als die Grenztiefe h_{gr}, das Wasser befindet sich dort im schießenden Bewegungszustand. Von A an nimmt die Tiefe zu bis max t (Höhe der stehenden Welle); max t ist nun aber wesentlich größer als h_{gr}, d. h. in diesem Querschnitt befindet sich das Wasser in strömender Fortbewegung. In dem abgebildeten Meßergebnis ist:

$$\max t \sim 1{,}29 \cdot h_{gr} \quad \text{und} \quad \min t \sim 0{,}84 \cdot h_{gr} .$$

Allgemein erhält man für das Wehrverhältnis A_R mit dieser rauhen Oberfläche die Zusammenstellung IV:

a

$\max t/w = 0{,}86\ h/w$	gültig von $h/w < 0{,}5$
$\max t/w \sim$ konstant $\sim 0{,}43$	„ „ $h/w > 0{,}5$

b

$\min t/w = 0{,}47\ h/w + 0{,}018$	gültig von $h/w > 0{,}06$

Die Energielinien zeigen bis a den gleichen Verlauf, der weitere Verlauf entspricht dann den andersgearteten Strömungsverhältnissen. In Querschnitt b kann bei dem abgebildeten Versuch ein Druckhöhenverlust von $\triangle h_{(R)} \sim 8{,}1 \cdot v^2/2g$ gegenüber $\triangle h_{(G)} \sim 6{,}9 \cdot v^2/2g$ gemessen werden. Die Vergrößerung des Druckhöhenverlusts ist gegenüber der großen Verschiedenheit der Oberflächenrauhigkeit klein. Es wurden noch Versuche mit einer Oberfläche von kleinerer Rauhigkeit (Zahnhöhe rd. 0,01 m) vorgenommen, deren Ergebnisse hier nicht weiter mitgeteilt werden, ebenso wird auf eine Auswertung nach dem Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetz in diesem Zusammenhang verzichtet.

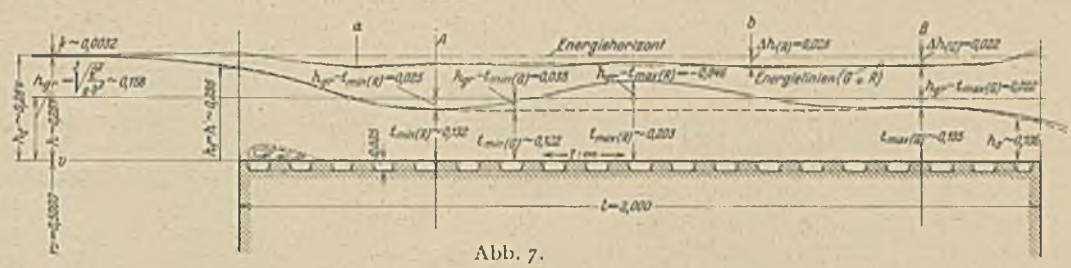

Abb. 7.

Die rauhe Oberfläche eines breitkronigen Wehrkörpers verursacht einen Wechsel im Fließzustand; bei glatter Oberfläche bleibt der schießende Bewegungszustand über der ganzen Wehrkrone erhalten.

Eine Auswertung des Abflußbeiwertes μ nach der Gl. (2) ergibt für das Wehrverhältnis A_R mit dieser rauhen Wehroberfläche:

$Q = (7{,}16\ h/w + 0{,}54) \cdot b \cdot h_E^{3/2}$	gültig von $h_E/w = 0{,}04$ bis $h_E/w = 0{,}11$
$Q = (0{,}485\ h/w + 1{,}275) \cdot b \cdot h_E^{3/2}$	gültig von $h_E/w = 0{,}11$ bis $h_E/w = 0{,}32$
$Q = 1{,}430 \cdot b \cdot h_E^{3/2}$	gültig von $h_E/w > 0{,}32$

Der α-Wert der Gl. (3) geht aus Abb. 5 hervor. Er nimmt bis $h_E/w = 0{,}28$ mehr oder minder stark ab und ist in diesem Bereich meist wesentlich größer als der des Verhältnisses A mit glatter Oberfläche. Von $h_E/w > 0{,}28$ ab ist im Wasserabführungsvermögen einer derart rauhen und glatten Wehrkronenoberfläche kaum ein Unterschied feststellbar, d. h. nur bei kleineren Überströmungshöhen ist die Beschaffenheit der Wehrkronenoberfläche von Bedeutung. (Fortsetzung folgt.)

HAFENVERTIEFUNGEN VOR BESTEHENDEN KAIMAUERN.

— Hamburger Beispiele. —

Von Oberbaurat K. Baritsch, Strom- und Hafenbau, Hamburg.

(Schluß von Seite 349.)

Die Arbeiten begannen mit dem Anfang des Jahres 1933 — wie damals üblich — mit einem Streik. Auf der Seite Auguste-Viktoriakai war die Verwaltung mit der Arbeitsgemeinschaft des Loses 1 übereingekommen, Larssen-Spundwände und geschweißte Unionkastenprofile als Rammstahlpfähle[10] zu verwenden. Die Arbeiten konnten Mitte Januar am Kaiser-Wilhelm-Höft beginnen, und zwar nach den Aufräumungsarbeiten mit dem Rammen der eisernen Absteifträger für die Baugruben der Entlastungsplatten. Zugleich wurde mit dem Einbau der hier zusätzlich notwendigen 25 m langen, 90 mm starken Anker begonnen (vgl. Abb. 2). Anfang März konnte dann mit dem Rammen der Eisenbetonpfähle für die Eisenbetonplatten angefangen werden. Um die durch die ungünstigen Bodenverhältnisse bedingten schlechten Rammleistungen zu erhöhen, wurde zeitweise mit 8 atü gespült, bis eine neue Ramme mit 4 t Bärgewicht (statt bisher 2,8 t) die Leistungen erheblich zu erhöhen gestattete. Gleichzeitig mit der Rammung und dem Abbruch der Basaltverblendung wurde mit dem Durchbohren der Kaimauer für die schrägen Verankerungen der Spundwand (Abb. 9 u. 9 a) begonnen. Es folgte dann die Verlegung der Eiseneinlagen und die Betonschüttung in den Baugruben und schließlich deren Hinterfüllung (Abb. 10). Anfang April, nachdem die Dalben, Streichpfähle und Steigeleitern entfernt worden waren, konnte mit dem Rammen der Unionkästen und der Spundwand mittels der 4-t-Ramme begonnen werden. Hinter dieser Rammung ging das Einstemmen der Schlitze und das Bohren der stehenden Schienenverankerungen einher (Abb. 11). In der bestehenden Mauer vorhandene Risse wurden gesäubert und mit Zementmörtel ausgegossen. Es folgte dann das Kappen der Spundwand, das Anbringen der Verholmung und der Abdeckwinkel, das die gute Ausrichtung der Spundwand zur Folge hatte, sowie der Einbau des Bohlenbelags als verlorene Schalung für das neue Betonmauerwerk (Abb. 12). Zum Ausbetonieren der Unionkastenprofile unter

[10] Vgl.: Der Rammstahlpfahl für Pfahlrostbauwerke. Von Dr.-Ing. Agatz, Berlin. „Die Bautechnik" (1934). Heft 5 u. 6.

Wasser wurde das bekannte Kontraktorverfahren angewendet, nachdem die Pfähle mit der Schlammbüchse gereinigt waren. Ein derart geschütteter Pfahl wurde gezogen, das Kastenprofil aufgetrennt und die Ausbetonierung untersucht. Sie zeigte sich völlig einwandfrei, so daß das Verfahren in dieser Durchführung als zuverlässig gelten kann.

Vor Kaischuppen 71 wurde der Bauvorgang etwas geändert, indem zuerst die Arbeiten vor der Mauer in Angriff genommen

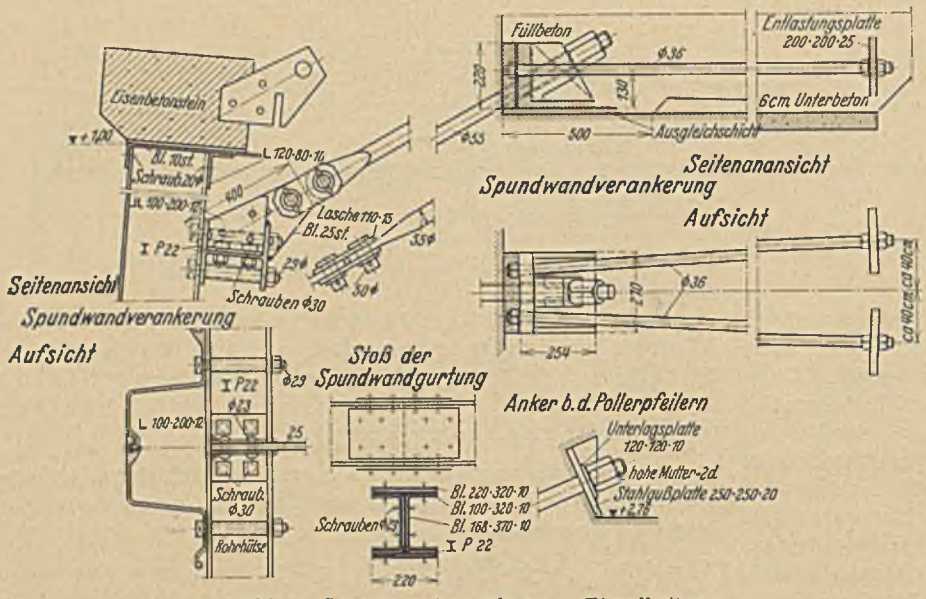

Abb. 9. Spundwandverankerung. Einzelheiten.

und dann erst die Entlastungsplatten hergestellt wurden. Am 1. November 1933 waren die Arbeiten dieser Vergabe beendet.

Unmittelbar anschließend wurden im Rahmen des Reinhardtprogramms für die Fortsetzung dieser Bauabsichten weitere 720 000 RM bereitgestellt. Von diesem Betrag wurden am Auguste Viktoriakai anschließend 175 m Kaimauerverstärkung, die bis an das Ende des Kaischuppens 71 reichen (vgl. Abb. 5, 2. Bauabschnitt) zur Vergabe an die bereits dort tätige Arbeitsgemeinschaft gebracht. Die Ausführung ist fast die gleiche wie sie bisher erfolgte. Der Vorbau behält seine Breite von 1,58 m, jedoch wurden an Stelle der Larssenwand — lediglich aus Preisgründen — nunmehr Hoeschprofile verwandt und auch das Unionkastenprofil wurde durch Mannesmannrohre ersetzt (Abb. 13). Besonders darauf hinzuweisen ist, daß das obere Spundwandende um $^1/_2$ m höher, nämlich auf +1,00 m NN, hinaufgeführt wurde als in der bisherigen Ausführung, um die in der winterlichen Bauzeit zu erwartenden schlechten Tiden besser ausnützen zu können, namentlich für die Einbringung der Spundwandverankerungsteile. Auch wurden die alten Poller beseitigt und durch neue Doppelpoller an der neuen Mauervorderkante ersetzt. Außerdem wurde die Kranschiene auf 0,90 m an die Wasserseite herangerückt, was eine entsprechende Verlängerung der Halbportale der Kaimauer bedingt.

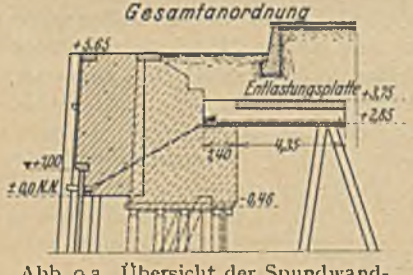

Abb. 9a. Übersicht der Spundwandverankerung.

Diese Arbeiten stehen nunmehr vor ihrem Ende. Es bleiben auf dieser Kaiseite (vgl. Abb. 5) weitere 713 m noch nicht ausgeführte Reststrecke bis zum Reiherquai, der Wurzel des Kaiser-Wilhelm-Hafens. Die hierfür nötigen Mittel waren wohl verwaltungsseitig beantragt, jedoch nicht zur Verfügung gestellt worden.

An der Seite des Kronprinzenkais (Arbeitsgemeinschaft Christiani & Nielsen, Dywidag) galten die ersten Arbeiten den Vorbereitungen für Proberammungen und Probebelastungen zur Hauptsache an Rammstahlpfählen. Um diese Anfang Januar 1933 begonnenen Arbeiten trotz des starken Frostes durchführen zu können, wurde zum Betonieren Schmelzzement verwandt, Kies und Wasser wurden angewärmt. Trotzdem die Kälte bis 10° C des nachts fiel, wies der Beton gute Festigkeiten auf. Die Holzpfähle für die Anordnung der Probebelastung (Abb. 14) an der Ecke Ellerholzhöft wurden mit einer Schwimmramme geschlagen. Über diese „Ramm- und Belastungsversuche mit verschiedenen Pfahlarten aus Eisen und Eisenbeton und mit eisernen Spundwänden" befindet sich eine Arbeit von Baurat Paulsen, dem örtlichen Bauleiter, im Druck, so daß hier nur kurz auf diese Versuche eingegangen wird.

Wie aus den Ausführungen über Los 1 bereits hervorging, hatte sich die Behörde für die Gründung des vorderen Teils der Kaimauerverstärkung zur Verwendung von eisernen Hohlpfählen entschlossen, die nach der Rammung und Beseitigung der nicht tragfähigen Schichten im Pfahlinnern ausbetoniert wurden. Die Verwendung von Holzpfählen — wie beim eingangs behandelten Beispiel des Versmannkais — kam nicht in Frage, weil die Oberkante der Pfahlköpfe aus konstruktiven und rammtechnischen Gründen wesentlich über der Fäulnisgrenze liegen mußte. Eisenbetonpfähle mußten ebenfalls ausscheiden, weil ihre Rammung den Bestand der alten Kaimauer gefährden konnte. Die Versuchsrammungen und Probebelastungen wurden auch auf eiserne Spundwände ausgedehnt, soweit über deren Tragfähigkeit nähere Aufschlüsse erwünscht waren. Für die Untersuchung waren folgende Pfähle und Spundwände zur Verfügung gestellt:

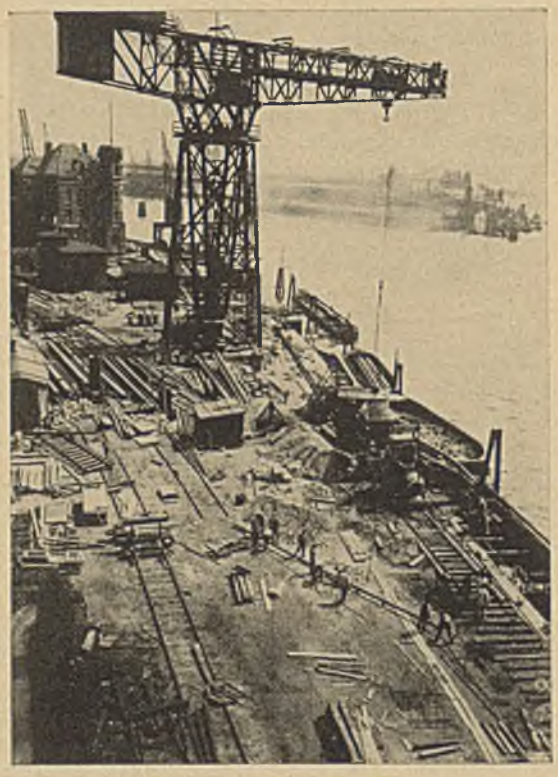

Abb. 10. Baustelle bei 75-t-Kran am Kaiser-Wilhelm-Höft.

1. Mannesmannrohr, nahtlos gezogen, Durchmesser 400 mm Wandstärke 10 mm,
2. Mannesmannrohr, geschweißt, Durchmesser 400 mm, Wandstärke 10 mm, beide mit äußerem Schutzanstrich.

3. Unionkastenpfahl Nr. II,
4. Unionpfahl P. 34 mit eingeschweißten Blechen und eingeschweißter Spitze (Bremer Stahlpfahl).
5. Schleuderbetonpfahl Dywidag, oberer Durchmesser 550 mm, unterer Durchmesser 300 mm,
6. Hoesch-Spundbohlen Profil IVa.

Bei den Hohlpfählen kam es vor allem auch darauf an, Aufschlüsse über das Ansteigen des Bodens in den Hohlpfählen und seine Verdichtung zu erhalten. Diese Größen wurden alsdann

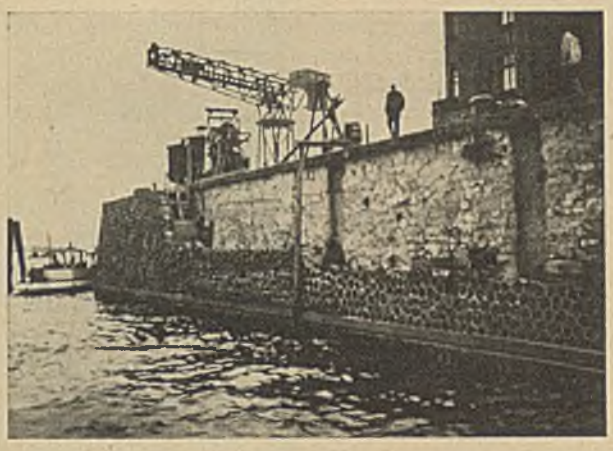

Abb. 11. Wasserseite beim Kaischuppen 71 A.

fortlaufend auf beiden Kaistrecken ermittelt. Die Unterschiede zwischen Hafensohle und Bodenhöhe im Pfahlinnern betragen im Mittel bei den Union-Profilen 2,05 m gegen 1,25 m bei den Rohrpfählen.

Die Einrichtung für die Probebelastung ist in Abb. 14 dargestellt. Die hydraulische Presse steht auf dem zu belastenden Versuchskörper. Bei der Druckbelastung der zwei Hoeschbohlen ist zur

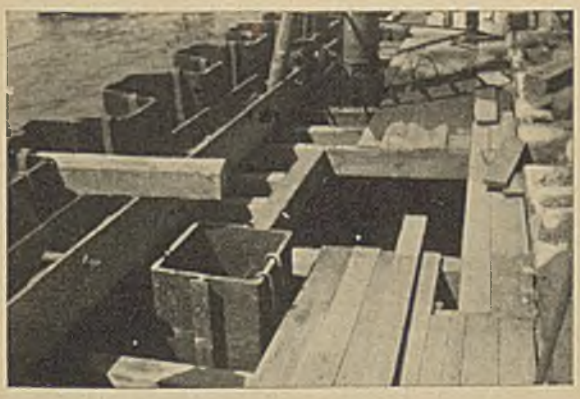

Abb. 12. Bodenschalung mit Union-Kastenpfahl und Larssenwand.

Druckverteilung ein Verteilungsträger zwischen Spundbohlen und Presse angeordnet. Auf der Presse steht ein Druckverteilungsbalken aus Beton, über dem zwei miteinander verbolzte Träger P. 80, deren Auflagerkräfte infolge der Belastung auf der Wasserseite durch verzimmerte Holzpfahlböcke und auf der Landseite von der Kaimauer aufgenommen wurden. In der Kaimauer sind Aussparungen hergestellt, in die die Träger hineingeschoben wurden. Um die Kaimauer bei den Druckbelastungen der Versuchskörper von Zugbeanspruchungen frei zu halten, war auf der Mauer ein eiserner Wassertank mit einem Eigengewicht von 6 t und einer Wasserfassung von 93 m³ aufgestellt. Entsprechend der Drucksteigerung auf der Presse wurde durch eine mit einer Pumpenvorrichtung versehene Barkasse Wasser in den Tank gepumpt. Beim Heruntergehen des Drucks in den einzelnen Laststaffeln wurde der Wasserinhalt durch teilweises Entleeren des Behälters entsprechend herabgemindert. Das Umsetzen von Tank und Träger für die Belastungen der einzelnen Versuchspfähle erfolgte durch einen Schwimmkran der Hamburger Kaiverwaltung. Die Senkungen der Versuchskörper bei den einzelnen

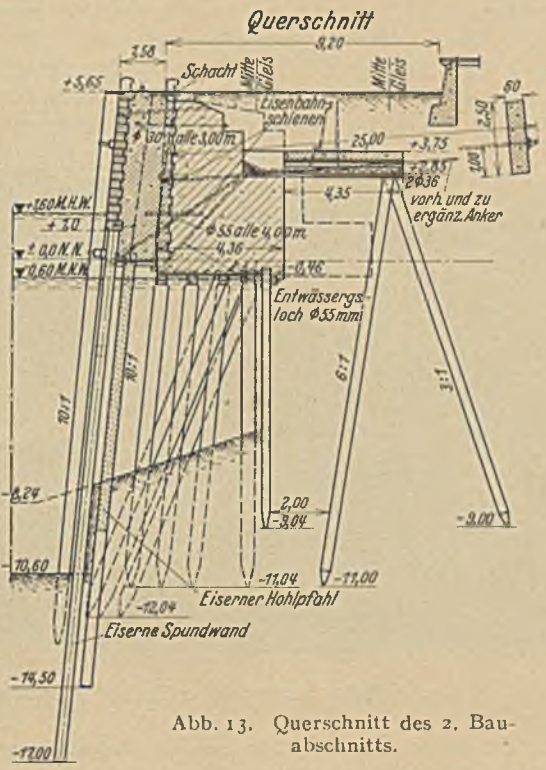

Abb. 13. Querschnitt des 2. Bauabschnitts.

Staffeln wurden mittelst Nivellierinstrumentes auf einer Meßlatte abgelesen. Die Beobachtungen erfolgten bei den Pfählen an 6, bei den Bohlen an 4 Punkten; aus den abgelesenen Werten

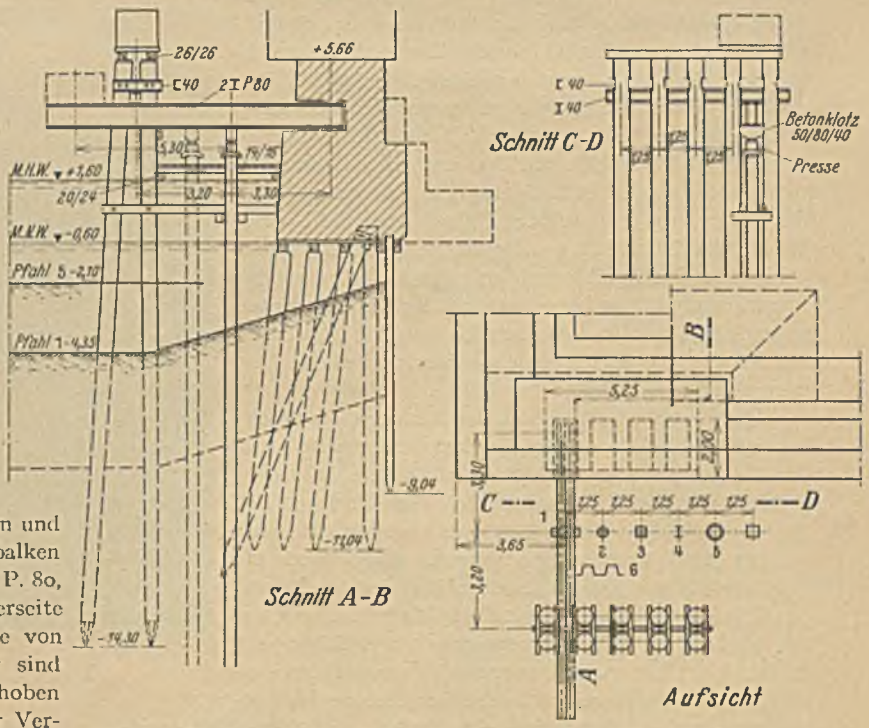

Abb. 14. Vorrichtung für die Probebelastungen am Ellerholzhöft.

wurde das arithmetische Mittel gebildet. Die Ergebnisse sind wie folgt zusammenzufassen:

Es wurden bei Drucken von 120 und 170 t bleibende Einsenkungen bis 82 und 110 mm gemessen. Je zwei Einzel- und zwei Doppelbohlen Hoesch ergaben bei 200 t Höchstlast 10 mm und 16 mm bleibende Einsenkung. Bei den Zugproben hob sich der

nicht ausbetonierte Rundpfahl 1 bei 60 t Zugkraft gleichmäßig um 2,5 mm. Bei der höchst erreichten Zugkraft von 72 t hob sich der Pfahl um weitere 2,8 mm. Beim Zugversuch der Doppelbohlen konnte eine Zugkraft von 150 t angesetzt werden. Die Dauer der Zugeinwirkungen wurde beispielsweise bei 100 t auf 3 Stunden 15 Min. ausgedehnt. Die Versuche haben den gewünschten Nachweis erbracht, daß den eisernen Hohlpfählen rechnungsmäßig Drücke von 60 t sicher zugemutet werden konnten.

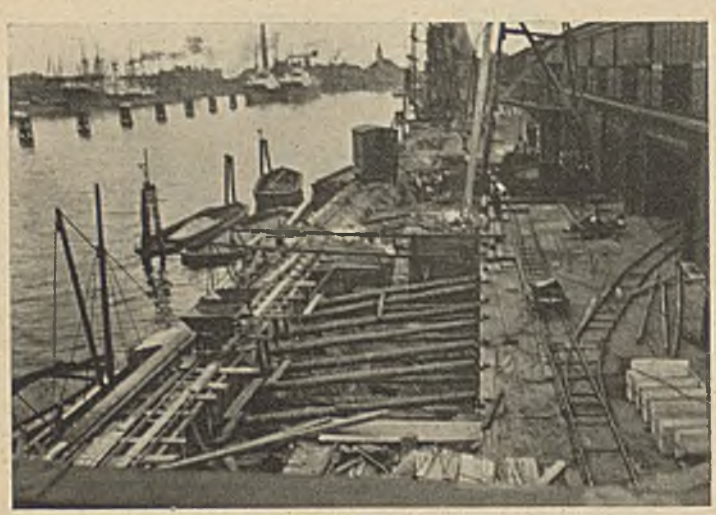

Abb. 15. Kronprinzkai-Baugrube der Entlastungsplatten.

Die Arbeiten am Kronprinzenkai begannen mit dem Einziehen der Zusatzanker von 25 m Länge. In den ersten Tagen des März wurde mit der Herstellung der Eisenbetonpfähle in den benachbarten Kaischuppen begonnen; es wurden zunächst die Pfähle für die Bauzeiten der ersten vier Entlastungsplatten hergestellt (Abb. 15). Nach Entfernung der Streichbalken und Streichpfähle wurde mit der Rammung der Spundwände und der Rohrpfähle vom Ellerholzhöft her begonnen. Die Ausführung der Ecke Ellerholzhöft bedurfte — ähnlich den Ecken am Auguste Viktoriakai — besonderer Sorgfalt. Aus den Rohrpfählen wurden hier die nicht tragfähigen Bodenschichten herausgespült und für die Betonierung im Trocknen — im Gegensatz zum geschweißten Unionkastenpfahl — das Wasser durch Preßluft aus den Rohren herausgedrückt (Abb. 16). Im April konnte mit der Aufbringung der Spundwandgurtung begonnen und die Wände konnten ausgerichtet werden. Alsdann begann das Abbrechen des Basalts, das Abstemmen des Betons und das Einstemmen der Schlitze.

Um dieselbe Zeit begann das Rammen der Eisenbetonpfähle (Abb. 15) für die Entlastungsplatten an der Landseite. Gegen Mitte Mai konnte mit dem Bohlenbelag für die Schalung und dem Verlegen der Sockelsteine aus Beton begonnen werden. Danach konnte die Aufmauerung anfangen. Diese wurde bis +1,60 mNN in einem Zug hochgeführt und am folgenden Tag in Abschnitten von 10 m in einem Guß mit Beton hinterfüllt. Die Rampenmauer des Schuppens mußte in der Länge der Baugrube für die Entlastungsplatte mit entfernt und nach der Einschüttung der Entlastungsplatte wieder hergestellt werden. Auf dieser Seite wurde vom Höft her mit der Verwendung des Hoeschprofiles IV begonnen, dem sich die Anwendung des Krupp-Profils IVa am östlichen Ende anschloß.

Die Arbeit wurde am 1. November 1933 beendet. Aus den Mitteln des Reinhardtplanes wurden auf dieser Seite weitere 127 m an die Arbeitsgemeinschaft vergeben (vgl. Abb. 5, 2. Bauabschnitt). Es handelt sich hier zur Hauptsache um eine Strecke, die im November 1921 in einer Länge von etwa 100 m plötzlich ausgewichen war (Abb. 17). Die Ursache [11] wird im Zusammentreffen ungünstiger Umstände gesehen. Das Unglück ereignete sich nach zwei aufeinanderfolgenden hohen Sturmfluten und der darauf rasch einsetzenden Ebbe. Der vorgegangene Mauerkörper wurde damals abgebrochen, unter Wasser durch Sprengungen beseitigt, und seine Pfähle wurden gezogen. Die Wiederherstellung erfolgte derart (Abb. 18), daß um die Hinterkante der neu zu errichtenden Mauer eine Larssenwand — Profil IV — gerammt wurde, die auch um die unteren Absätze der Pollerverstärkungen herumgeführt wurde. Die Spundwand und die beiderseitig anschließenden Teile der alten Mauer wurden im Schuppen 74b an einer 38 m langen durchgehenden Ankerwand, trapezförmigen Querschnitts, in 20,18 m Entfernung der lotrechten Rückwand, im Schuppen 75a an eine ebensolche Ankerwand von 107 m Länge verankert. Zwischen den beiden Schuppenvorbauten befindet sich ein Stück Ankerwand von 12 m Länge und 30 m Entfernung ihrer Rückwand von der Spundwandmitte des normalen Mauerquerschnitts. Zu beiden Seiten dieses Stücks — vor den Vorbauten — werden die Anker durch 2 flache, 80 cm starke Eisenbetonplatten von 5 × 7 m Grundfläche aufgenommen, die durch 2 Reihen lotrechter und 2 Reihen 3 : 1 geneigter Eisenbetonpfähle 34 : 34 cm mit zwischenliegenden Pfählen der Neigung 4 : 1 abgestützt sind.

Abb. 16. Ausspülen und Ausbetonieren der Rohrpfähle.

Abb. 17. 1921 vorgegangene Kaimauer am Kronprinzkai.

Die Wiederherstellungsarbeiten wurden 1922 von der Philipp Holzmann A.-G. ausgeführt. Die Kaimauerflucht war dadurch um etwa 1 m vor die alte Flucht gerückt und an beiden Enden schräg in diese überführt worden. Es war selbstverständlich bei der neuen Mauer eine einheitliche Verstärkungsflucht herbeizuführen. Deshalb konnte in diesem Bauabschnitt nur eine

[11] Vgl. Die Verwendung eiserner Spundwände Form Larssen im Hafenbau. Von Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. Stecher, Essen. Jahrb. der Hfbt.-Ges. 7. Bd. (1924), S. 194 u. ff., hieraus Abb. 18.

Spundwand allein o h n e den Rohrpfahl angeordnet werden (Abb. 19). An Stelle der üblichen Streichpfähle mußten, um den geschilderten Zweck zu erreichen, Streichbalken treten. In Abb. 20 ist die Befestigung der Streichpfähle zur Darstellung gebracht.

Die Spundwand wurde hier auf +1,60 m NN heraufgeführt und darüber ein 1 m hoher, stark bewehrter Eisenbetonbalken angeordnet. Die Spundwandverankerung (vgl. Abb. 9) wurde in ihrer Lage belassen. Auch hier sind neue Doppelpoller angeordnet, und die Kranschiene ist vorgerückt. Die Eisenbetonplatte und ihre Rippen weichen den alten Spundwandankern sorgfältig aus, was zur Folge hatte, daß die Zahl der Pfähle unter den Rippen der Eisenbetonplatte infolge ungleicher Spannweiten dieser Rippen von 3 auf 4 und sogar auf 5 vermehrt wurde.

Auch diese Arbeit steht vor ihrem Abschluß. Die Reststrecke vor Kaischuppen 74 (vgl. Abb. 5) in einer Länge von 370 m würde hier die Arbeiten am Kronprinzenkai zur Vollendung bringen. Deren Ausführung wäre alsdann die gleiche wie auf der gegenüberliegenden Seite des Auguste Viktoriakais (Abb. 13) und bei der erst ausgeführten Strecke vom Ellerholzhöft nach Osten.

In seinem Vortrag vor der 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1930 hat der Verfasser am Schlusse seiner damaligen Ausführungen[12] für neue, schwere Kaimauerprofile die Verwendung von eisernen Spundwänden in Aussicht gestellt. Zu deren Verwendung ist es auch in der hier behandelten Bauaufgabe gekommen. Es kam die Verwendung von eisernen Hohlpfählen hinzu. Die örtliche Begründung für diese Tatsachen ist in den vorstehenden Ausführungen gegeben. Daß diese Tatsachen aber allgemein beachtlich sind und in ihnen eine Entwicklungsrichtung bereits zu erblicken ist, dürfte auch die voraus angeführte Veröffentlichung von Professor Dr.-Ing. A g a t z „Die Rammstahlpfähle für Pfahlrostbauwerke" in den Heften 5 und 6 der „Bautechnik" 1934 erkennen lassen.

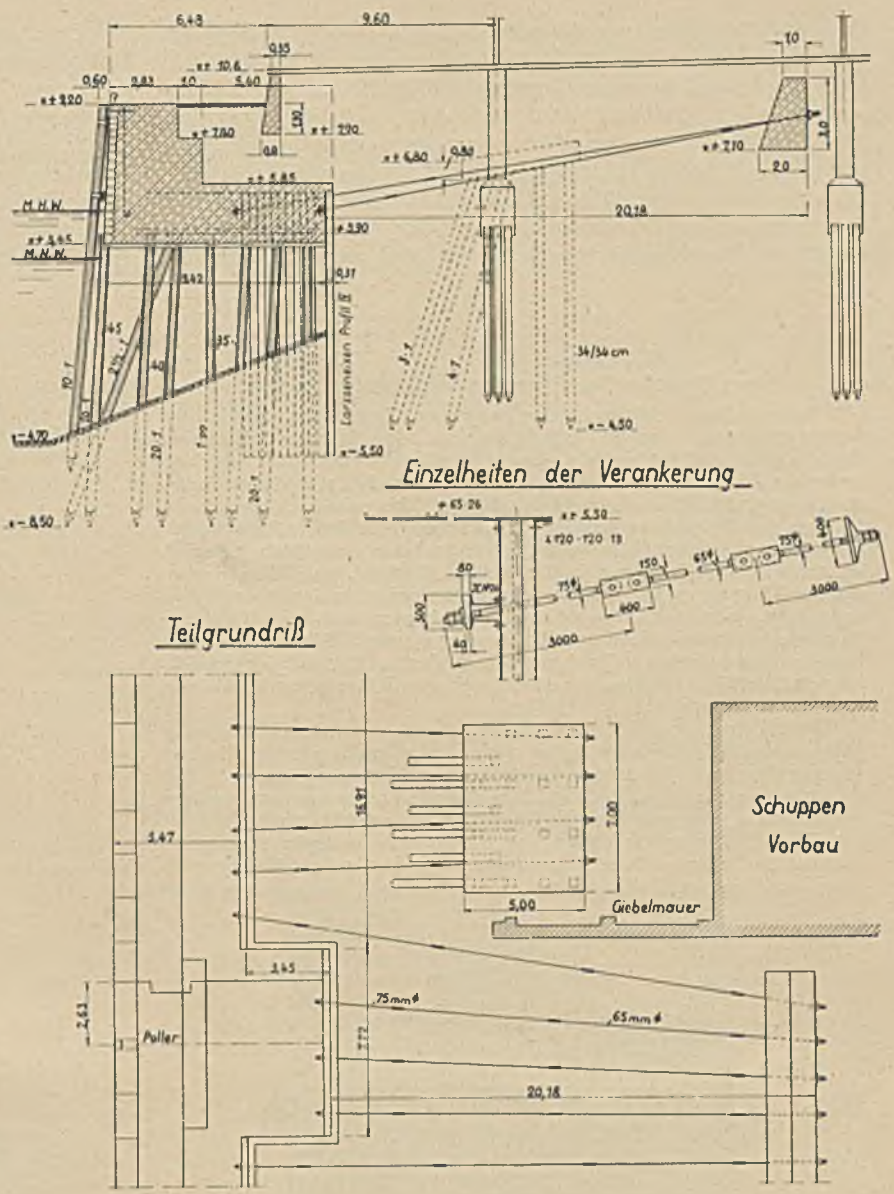

Abb. 18. Wiederherstellung der Kaimauer.

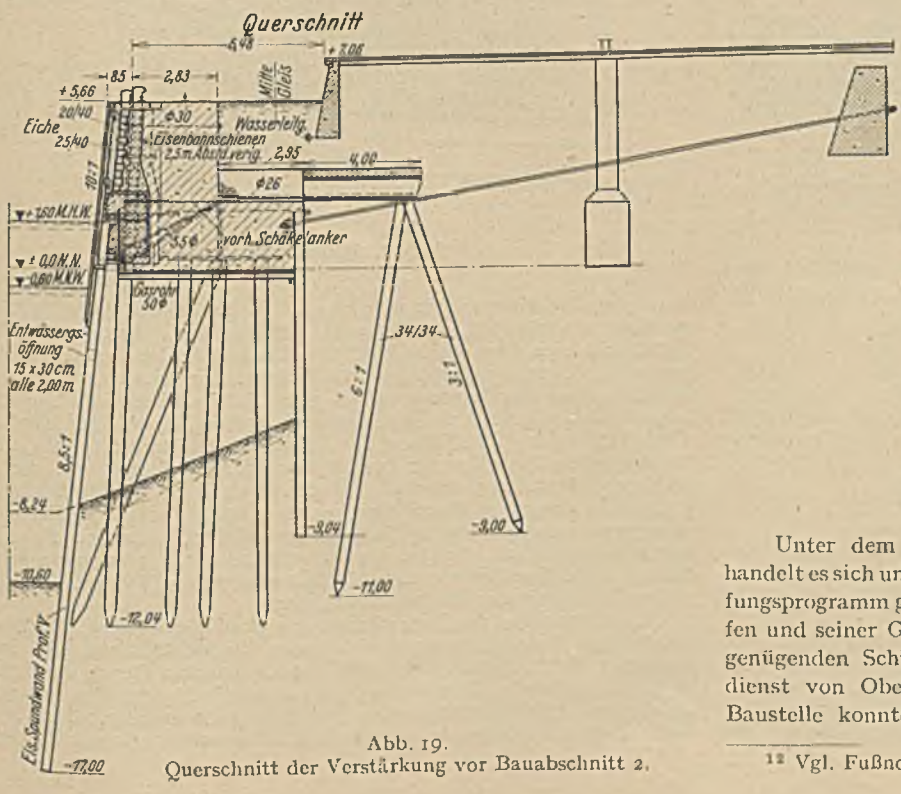

Abb. 19.
Querschnitt der Verstärkung vor Bauabschnitt 2.

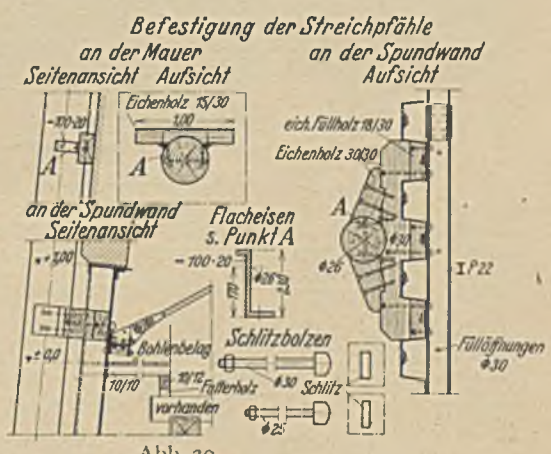

Abb. 20.

Unter dem Gesichtspunkt der A r b e i t s b e s c h a f f u n g handelt es sich um eine eigenartige Arbeit. Sie in das Arbeitsbeschaffungsprogramm gebracht zu haben und damit dem Hamburger Hafen und seiner Großreederei zu allen neuzeitlichen Anforderungen genügenden Schiffsliegeplätzen verholfen zu haben, ist das Verdienst von Oberbaudirektor Dr.-Ing L o h m e y e r. An jeder Baustelle konnten im ersten Bauabschnitt bis zur Höchstzahl

[12] Vgl. Fußnote 9 a. a. O. Seite 465, dazu Abb. 31.

von 120 Arbeitern beschäftigt und für 1 670 000 RM 38 500 Tagewerke auf der Baustelle geleistet werden. Wie die Nachrechnungen ergeben haben, kommen auf im Mittel 27 % Lohnsumme 48 % Baustoffkosten und 22 % sonstige Unkosten. Die Kosten der Ausführung betragen je lfd. m für den ersten Bauabschnitt insgesamt 2185 RM, wovon auf die Arbeitsgemeinschaften 1870 RM/m entfallen. Die kleineren zweiten Bauabschnitte haben bei etwas über 25% Erhöhung der Baustoffpreise die Übernehmerkosten auf etwas über 2000 RM gebracht.

Die Ausführung erfolgte durch die Abteilung Strom- und Hafenbau der Behörde für Technik und Arbeit, Hamburg, unter ihrem ersten Baudirektor Bunnies. Die Entwurfsarbeiten, die Bearbeitung der Ausschreibungsunterlagen und der Vergabe geschahen in der Konstruktionsabteilung durch den Verfasser unter Mitarbeit vom Dipl.-Ing. Benrath. Die Ausführung erfolgte in der Hafenbauabteilung (Leiter: Oberbaurat Schacht) durch den örtlichen Bauleiter Baurat Paulsen, dem hierfür Dipl.-Ing. Benrath beigegeben war.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE

Französische Stahlgerippe-Wohnhausbauten.

Auch in Frankreich sucht man nach neuen Bauweisen, um die Baukosten herabzudrücken und billige, aber doch komfortable Wohnungen zu schaffen. Man ist bestrebt, durch eingehende Vorstudien und Versuche ein Minimum an Materialaufwand zu erzielen, und durch Rationalisierung und Mechanisierung der Baubetriebsmethoden den Arbeitslohn auf das äußerste zu verringern. Aus diesem Bestreben heraus ist in Drancy auf einem Gelände von 110 000 m² eine große Wohnhaussiedlung von 1200 Wohnungen, la Cité de la „Muette", nach dem System des Zivil-Ingenieurs M. E. Mopin gebaut worden, in der drei verschiedene Typen von 2- bis 5-stöckigen Flachbauten und eine Type von 16-stöckigen Hochhäusern zur Ausführung kamen. Sämtliche Häuser bestehen aus tragenden Stahlgerippen in Verbindung mit fabrikmäßig hergestellten Baueinheiten aus eisenbewehrtem Rüttelbeton für Wände, Decken und Treppen.

Von besonderem Interesse ist die Ausführung der Hochhäuser. Ihre Gesamthöhe beträgt 49,30 m von Straßen-Oberkante bis zum Hauptgesims, der Achsabstand der äußeren Stützenreihen in beiden Richtungen etwa 13 m. Ost- und Westfassade kragen vom ersten Obergeschoß an 1,34 m weit über die Stützenachse vor (Abb. 1 u. 2).

Die Windaufnahme erfolgt durch acht sich kreuzende, senkrecht zueinander stehende Stockwerksrahmen. Die horizontale Windaussteifung der einzelnen Stockwerke wird sowohl durch waagerechte starke

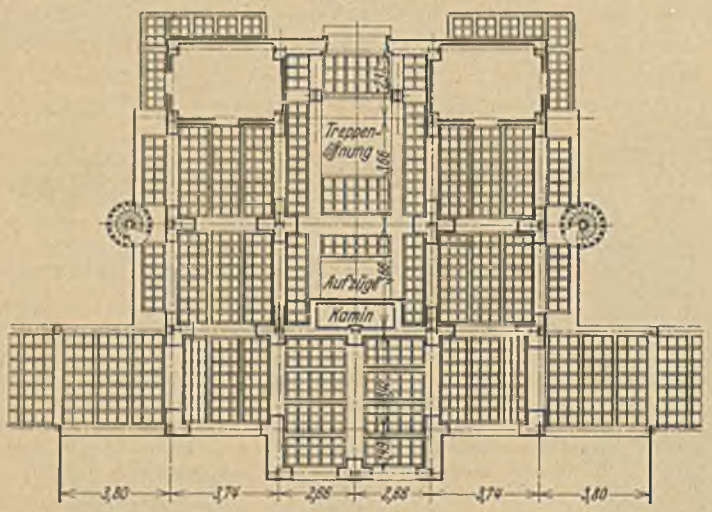

Abb. 1. Grundriß.

Knotenbleche, als auch durch die Betondecken selbst erzielt, die starr mit den Deckenträgern verbunden sind. Die Windlasten sind nach der Formel $w = \frac{1000 + 250\,H}{20 + H}$ wie folgt angenommen:

Höhe in	0	10	15	25	35	45	49,30 m
w = . .	50	117	136	161	177	187	192 kg/m²

Umfassungsmauern und Decken wiegen 150—180 kg/m², die inneren Zwischenwände 60—80 kg/m². Als Nutzlasten liegen der Berechnung zugrunde:

Wohnräume	200 kg/m²
Balkone und Terassen . .	300 „
Treppen und Erdgeschoß .	400 „

Für die Berechnung der Stützenzüge ist eine fortschreitende Lastverminderung zugelassen worden: Die zwei obersten Stockwerke behalten die volle Last, für jedes tiefere Stockwerk wird die Last um 5 % bis zu einer Gesamtverminderung von 50% herabgesetzt.

Die Gründung erfolgte auf 78 Vertikal- und 28 Schrägpfählen aus Eisenbeton. Das Stahlgerippe aus handelsüblichem Thomasstahl wird maximal mit 1400 kg/cm² beansprucht. Die Stützenzüge, die teils aus Breitflanschträgern, teils aus verschiedenen zusammengesetzten Profilen bestehen, sind in 9 m langen Stücken montiert. Zwischen den tragenden Gliedern der Außenwände ist zur Befestigung von Wandplatten und Fensterumrahmungen ein leichtes Stahlgerippe eingebaut.

Die Außenmauern bestehen aus 13 cm starken Platten von eisenbewehrtem Rüttelbeton mit T-, L- und U-förmigen Querschnitten. Die

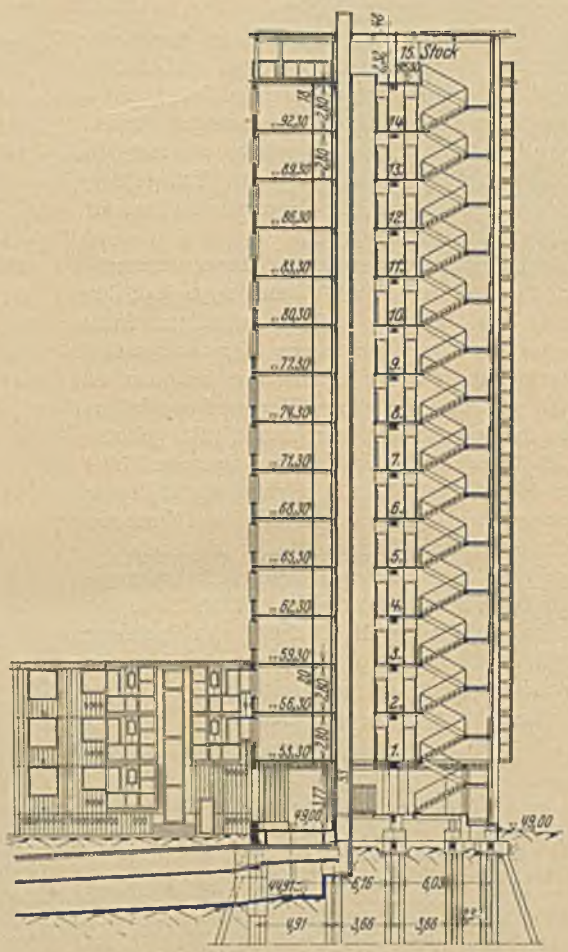

Abb. 2. Querschnitt.

schwersten Einheiten wiegen 90 kg das Stück. Außen sind diese Platten mit Marmor verkleidet, innen ist unter Einschaltung einer 8 cm starken Luftschicht eine 6 cm starke Leichtwand aus Zellenbetonplatten vorgemauert. Diese zusammengesetzte Außenmauer entspricht wärmetechnisch einer Ziegelmauer von 50—55 cm Stärke. Sämtliche Baueinheiten sind für die verschiedenen Verwendungszwecke normiert. Es gibt z. B. Platten für glatte Wände, für Ecken, für Fensterbrüstungen, für Fensterpfeiler, Einheiten für Fensterstürze, für Sohlbänke usw. Auch die Treppen bestehen aus Einheiten für Stufen und Wangen. Die Deckenplatten aus armiertem Rüttelbeton werden in statisch erforderlichen Abmessungen zwischen eiserne Deckenträger verlegt. Aus den Platten herausstehende Eisen, die über die Deckenträger hinweggebogen werden, sichern nach dem Einbetonieren der Eisenträger die Kontinuität und völlige Steifigkeit der Deckenkonstruktion.

Die Herstellung der Baueinheiten erfolgt auf Grund sorgfältig ausgearbeiteter Detailpläne in geschlossenen Werkstatträumen auf der Baustelle. Der Fabrikationsbetrieb ist nach neuesten Gesichtspunkten durchrationalisiert. Einschienen-Hängebahnen befördern die fertigen Stücke aus der Werkstätte zu den Stapelplätzen in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstellen, wo sie übersichtlich geordnet gelagert werden.

Besondere Aufmerksamkeit ist bei der Herstellung der Einheiten den Formen geschenkt worden, auf die es in erster Linie ankommt, um einen dichten, festen und guten Beton mit sauberen Flächen und Kanten zu erhalten.

In derselben Weise wie die Hochhäuser sind auch die niedrigen Gebäude ausgeführt. Nur die Decken unterscheiden sich insofern, als hier keine eisernen Deckenträger, sondern U-förmige, fabrikmäßig hergestellte Betonbalken zur Verwendung kommen (Abb. 3).

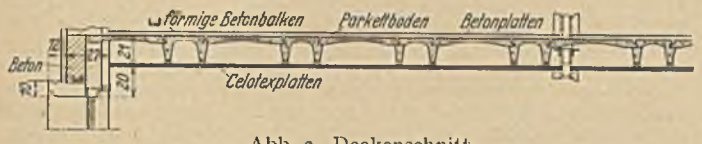

Abb. 3. Deckenschnitt.

Die Bauweise ist ein serienmäßiger Montagebau und ermöglicht eine fast trockene Ausführung der Neubauten. Vorbedingung für das gute Gelingen der Bauten war eine äußerst sorgfältige Vorbereitung. In Plänen großen Maßstabs wurden sämtliche Einzelheiten in engster Zusammenarbeit zwischen Architekten und Ingenieur durchgearbeitet, so daß die Bauausführung selbst keine verzögernden und verteuernden Überraschungen bringen konnte. (Nach Science et Industrie [1933], Nr. 10 u. 12.) E. Lewicki.

Schleusenbau mit einer Betonpumpanlage.

Im Laufe des Mississippi sind zur Zeit umfangreiche Bauarbeiten zur Beseitigung der Hochwassergefahren und zur Verbesserung der Schiffbarkeit im Gange. Dabei sind unter anderem 27 Wehranlagen mit Schleusen zu errichten. Die Schleuse Nr. 4, etwa 145 km unterhalb St. Paul gelegen, ist kürzlich fertiggestellt worden. Ihre bauliche Anordnung bietet nichts besonderes, aber das bemerkenswerte an ihr ist die Art, wie der Beton, rd. 42 000 m³, eingebracht worden ist, nämlich durch Pumpen.

Für den Beton war verlangt, daß er eine Mindestfestigkeit von 170 kg/cm² und eine Durchschnittsfestigkeit von 225 kg/cm² nach 28 Tagen haben soll. Auf ein Kubikyard (0,764 m³) sollen mindestens fünf Sack Zement (213 kg) und auf einen Sack Zement höchstens 6,5 Gallonen (24,6 l) Wasser kommen; ferner sollte ein Kubikyard 613 kg feine Zuschläge und 976 kg grobe Zuschläge von einer Korngröße bis 76 mm enthalten. Der nach dieser Vorschrift aufbereitete Beton hat ein Einheitsgewicht von 2430 kg/m³, sowie eine Festigkeit von 170 kg/cm² nach sieben Tagen und von 273 kg/cm² nach 28 Tagen, entspricht also den Bedingungen.

Zum Bereiten des Betons waren zwei Mischer für je 0,764 m³ Füllung vorhanden; sie konnten bei 1½ Minuten Mischzeit in der Stunde 46 m³ Beton liefern. Sie schütteten den Beton in die beiden Pumpen aus, die ihn in die Schalung beförderten. Diese entsprachen in ihrer Bauart den doppelt wirkenden Flüssigkeitspumpen. Der Beton wurde vom Mischer in einen Trichter mit einer Rührvorrichtung geschüttet, in dessen Boden ein sich mit dem Kolbenhub öffnendes und schließendes Ventil saß. Die Kolben hatten einen Durchmesser von 19 cm und machten in der Minute 45 Hübe von 30,5 cm. Im allgemeinen arbeitete nur eine Pumpe; die zweite diente als Reserve.

Die Rohrleitung hatte einen Außendurchmesser von 178 mm und eine Wandstärke von 4 mm; sie war für einen Innendruck von 50 kg/cm² geprüft. Sie wurde aus 3 m langen Stücken zusammengesetzt, die durch Flanschen und einen leicht lösbaren Hebelverschluß miteinander in Verbindung gebracht wurden.

Beim Beginn der Arbeit wurde ein Wasserstrom und ein freier Kolben durch die Leitung hindurchgetrieben, um die Leitung durchzuspülen und die Oberfläche des vorher eingebrachten Betons zu säubern und anzufeuchten. Dann folgte eine Ladung Zementmilch zur Bedeckung der Oberfläche. Nach diesen vorbereitenden Arbeiten wurden die besonderen Ventile für die Beförderung des Betons eingesetzt; diese waren mit Federn versehen, so daß sie, wenn etwa ein Stein sich einklemmte, nachgeben konnten, ohne zu Bruch zu gehen.

Die größte Entfernung, auf die der Beton gepumpt wurde, war etwa 335 m. Ungefähr die doppelte Länge Rohre wurde bereit gehalten, damit bei einem Wechsel der Stelle, an der der Beton ausgeschüttet wurde, die neue Leitung bereits fertig sein konnte, wenn das Ausschütten des Betons an der alten Stelle beendet wurde. Die Rohrleitung wurde nach Möglichkeit waagerecht und ohne Krümmungen verlegt. Krümmungen erhöhen zwar den Widerstand beim Fließen, doch gelang es stets, wenn man den Halbmesser genügend groß wählte, diesen erhöhten Widerstand anstandslos zu überwinden. Am Ende wurde die Rohrleitung unter 45° aufgebogen; als größter zu überwindender Höhenunterschied kamen dabei 15 m vor. Das nach unten gekrümmte Austrittsende für den Beton lag mit seiner Öffnung 1,85—2,45 m über der Betonoberfläche. Gegen Ende der Arbeit wurde unter Berücksichtigung der Betonmenge, die sich noch in der Rohrleitung befand, der Mischstelle durch ein Signal die Anweisung gegeben, das Beschicken der Pumpe mit Beton einzustellen. Dann wurde wieder der freie Kolben und nach ihm Spülwasser durch die Leitung gedrückt, das beim Austritt sorgfältig von dem frisch geschütteten Beton ferngehalten wurde. Dabei gingen 0,2—0,4 m³ Beton verloren.

Die Arbeit der Pumpen wurde durch die Aufnahmefähigkeit der Verwendungsstelle für den Beton begrenzt. Das Einbringen der 42 000 m³ Beton dauerte etwa fünf Monate. Mit einer Pumpe im Betrieb war die höchste Wochenleistung 3800 m³ Beton. Bei einer 366 m langen Rohrleitung dauerte es etwa 15 Minuten, bis der Beton die Auslaßöffnung erreichte.

Nach einem Bericht der Bauleitung, der in Engineering News-Record vom 25. Januar 1934 veröffentlicht wurde, ist das Pumpen anstandslos vor sich gegangen. In den fünf Monaten gingen nur 72 Stunden mit der Beseitigung von kleinen Schäden an der Pumpanlage verloren. Ein großer Teil der vorgekommenen Störungen hätte vermieden werden können, wenn der Unternehmer die Grenze der Entfernung eingehalten hätte, die für das Pumpen in Aussicht genommen war. Trotz der Störungen bei Überschreiten dieser Grenze hat er aber dabei an Kosten gespart.

Bei einer zweiten Schleuse wurde die gleiche Menge Beton mit einer im wesentlichen gleichen Pumpanlage eingebracht, nur wurden hier zur Steigerung der Leistungsfähigkeit die beiden Pumpen je nach Bedarf in Reihen oder parallel geschaltet verwendet. Wernekke.

Bruchversuch an einem Dachbinder aus Eisenbeton.

Um sich ein Urteil über die Eignung von Bauteilen aus Eisenbeton zu bilden, führte das Laboratorium für Brücken- und Baukonstruktionen an der Ingenieurschule zu Turin kürzlich einen Bruchversuch an einem Eisenbetonfachwerksträger durch. Dieser Träger bildete den Teil einer Dachkonstruktion eines Schuppens und hatte die aus Abb. 1 ersichtlichen Systemabmessungen und Eiseneinlagen. Der Träger war dimensioniert

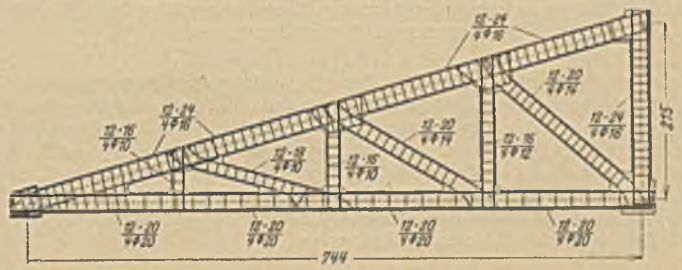

Abb. 1. Ansicht des Eisenbetonträgers, der der Prüfung unterworfen wurde.

worden für eine Belastung von 1250 kg in jedem der mittleren Obergurtknotenpunkte und von 353 kg in jedem der mittleren Untergurtknotenpunkte. Bei der Berechnung der Stabkräfte waren gelenkige Knotenpunktsverbindungen angenommen worden. Der Beton hatte einen Zementgehalt von 400 kg. Zur Zeit der Prüfung war der Träger etwa 10 Monate alt.

Die Belastungsvorrichtung wurde unter dem Gesichtspunkt entworfen, die Anwendung von Ballast zu vermeiden, um alle mit dem stufenweisen Aufbringen derartiger Lasten verbundenen Schwierigkeiten, sowie die Gefahren im Augenblick des Bruches zu umgehen. Die Belastungsvorrichtung bestand in der Hauptsache aus einem umgekehrten kräftigen U-Eisenrahmen, von dessen Riegel drei Rundeisenstangen zu den Obergurtknotenpunkten des zu prüfenden Eisenbetonfachwerkträgers führten. In diesen Hängestangen konnte mit Spannschlössern jede beliebige Spannung erzeugt und dadurch der Eisenbetonträger gewissermaßen mit Einzellasten belastet werden. Um die Spannung der Hängestangen messen und daraus rückwärts die Belastung des Trägers errechnen zu können, waren an den Rundeisen je ein Paar akustische Spannungsdehnungsmesser (System Schäfer) angebracht. Außerdem war unmittelbar neben der Versuchseinrichtung ein viertes Tensometerpaar aufgestellt, um an einem unbelasteten Eisenstab die Längenänderungen zufolge Temperaturwechsels messen zu können. Die Belastungsvorrichtung arbeitete in jeder Beziehung einwandfrei, nachdem man durch Vorversuche den Elastizitätsmodul der Hängestangen bestimmt hatte. Es war möglich, mit einiger Umsicht die stufenweise Steigerung der Last so durchzuführen, daß der Einfluß der Bewegung eines Zugstabes auf die Spannungen der anderen vollkommen ausgeschaltet werden konnte.

Auf dem Eisenbetonträger selbst wurden fünf Präzisionsbiegungsmesser, Typ Stoppani, angesetzt, zwei in der Nähe der beiden Auflager, drei an den mittleren Knotenpunkten des Untergurtes. Außerdem wurden für die erste Laststufe 10 Clinometer — ebenfalls Typ Stoppani — eingebaut, um in zwei aufeinanderfolgenden Versuchen und noch einmal nach Verschiebung der Meßapparate in eine andere Meßstellung die Verdrehung der Gurtquerschnitte an den Punkten zu beobachten, wo der Stabquerschnitt sich durch Übergang in die Knotenpunktsverbindung plötzlich verändert.

Um zur Bruchlast zu kommen, wurden 10 Laststufen durchlaufen. Dabei wurde jeweils über die Spannungen der Hängestangen die Belastung des Trägers ermittelt und seine Durchbiegung in den einzelnen Untergurtknotenpunkten gemessen. Bei den Laststufen 1 und 1′ wurde die Meßapparatur justiert. Dann wurde der Träger wieder vollkommen entlastet und die zweite Belastung durchgeführt. Darauf folgten der Reihe nach, jeweils nach vorausgegangener völliger Entlastung des Trägers die weiteren Laststufen bis zur zehnten. Zwischen der dritten und vierten Laststufe, nämlich bei der Totallast von ca. 11 t, zeigte sich

der erste Riß am Traufknotenpunkt. Zwischen der 6. und 7. Laststufe, d. h. bei ca. 18 t Belastung, wurden zwei weitere Risse am Fuße der beiden mittleren Vertikalen bemerkt. Bei der 8. und 9. Laststufe vergrößerten sich die Risse ganz beträchtlich, Abblätterungen des Betons traten ein, insbesondere an den Stellen, an denen die Nebenspannungen große Beträge erreichten (vgl. Abb. 2). Zwischen Laststufe 9 und 10 vergrößerte

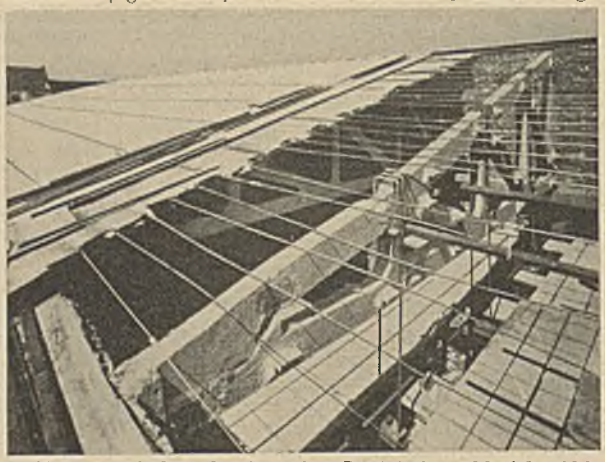

Abb. 2. Träger zwischen der 8. und 9. Laststufe; zahlreiche Abbröckelungen und Rissebildung.

sich der zuerst aufgetretene Riß derartig, daß bei weiterer Anspannung der Zugstangen größere Betonteile absprangen und schließlich die Tensometer einen erheblichen Lastrückgang anzeigten. Die Bruchlast kann also mit 19,94 t angenommen werden, wozu noch das Eigengewicht und das Gewicht der Aufhängekonstruktion hinzukommt, so daß sich eine Gesamtbruchlast von 21,7 t ergab. Da die Konstruktion unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen 4,8 t zu tragen vermochte, ergab sich demnach eine Bruchsicherheit von

$$n_1 = \frac{21{,}7}{4{,}8} = \sim 4{,}5$$

und eine Rißsicherheit von

$$n_2 = \frac{11}{4{,}8} = \sim 2{,}3.$$

An das Verhalten des Trägers im elastischen Bereich werden einige Betrachtungen geknüpft über die Nebenspannungen von Fachwerksträgern, die hervorgerufen werden durch die in Wirklichkeit steifen Knotenpunktsverbindungen. Die Nebenspannungen werden nach der von W. S. Hanna[1] angegebenen Methode berechnet und mit den so erhaltenen Werten wird ein Williotscher Verschiebungsplan gezeichnet. Dieser Verschiebungsplan wird mit den durch direkte Messung festgestellten Durchbiegungen des Trägers verglichen, wobei festgestellt werden konnte, daß die größten Abweichungen der Rechnung von der Wirklichkeit 14%, in den meisten mittleren Knotenpunkten jedoch, wo die Absolutwerte der Verschiebungen größer sind, im Mittel nur 5% betragen.

Vergleicht man schließlich die unter der Annahme gelenkiger Knotenpunktsverbindungen ermittelten Hauptspannungen mit den nach Hanna errechneten Nebenspannungen, deren Richtigkeit durch den Belastungsversuch belegt werden konnte, so sieht man, daß die prozentuale Erhöhung der Beanspruchungen durch die Nebenspannungen bei den meisten Stäben sehr erheblich war und auch da, wo sie relativ gering war, beträchtlich die Werte übertraf, die sich im Mittel bei gewöhnlichen eisernen Fachwerksträgern ergeben. (Nach „Annali dei Lavori Pubblici", September 1933, S. 808.) Dr.-Ing. H. Brandt, Mannheim.

[1] Hanna, W. S.: A new Method Calculating Secondary Stresses.

Die Trinkwasserversorgung von Gibraltar.

Gibraltar liegt bekanntlich auf einem kahlen Felsen. Quellen oder Bäche, aus denen man Trinkwasser entnehmen könnte, gibt es nicht. Aus politischen Gründen muß die Festung unabhängig von ihrer Umgebung sein, und eine Wasserversorgung aus ihrem Hinterland kommt daher nicht in Frage; man muß sich also auf andere Weise helfen. Man hat, um Wasser zu beschaffen, sozusagen künstliche Niederschlagsgebiete vorgesehen, und die Flächen, auf denen sich das Regenwasser sammelt, aber nur um alsbald in die Felsspalten zu versickern, so ausgestaltet, daß das Wasser zu nützlicher Verwendung abgeleitet werden kann. Diese Niederschlagsflächen bedecken etwa 14 ha. Aus ihnen fließt das Wasser in unterirdische bombensichere Behälter, die aus dem Felsen herausgearbeitet sind. Sie können etwa 45 000 m³ Wasser fassen. Diese Menge soll für fünf Monate ausreichen, wenn der Regen so lange ausbleibt.

Die natürlichen Niederschlagflächen werden von Kalksteinfelsen gebildet. Die Spalten und Risse dieser Felsen sind mit Zementmörtel gedichtet worden, um das Versickern des Wassers zu verhindern. Die künstlichen Niederschlagsflächen sind mit Wellblech abgedeckt, das ungefähr unter 50° geneigt ist. Es ist an Schwellen befestigt, die ihrerseits von in den sandigen Boden eingetriebenen Pfählen getragen werden. Die so vorbereiteten Flächen liegen 120—290 m über Seehöhe.

Die unterirdischen Wasserbehälter sind aus dem Felsen herausgesprengt, dessen hohe Festigkeit es ermöglicht, daß die natürliche Decke Weiten von 15 m überspannt, ohne ausgemauert oder sonstwie gestützt zu werden. Die Seitenwände dieser Keller sind zunächst mit Beton verkleidet; dann kommt eine doppelte Wand aus 15 cm starken Betonblöcken, deren 5 cm breiter Zwischenraum mit einem Zementmörtel unter Verwendung von gewaschenem Sand ausgefüllt ist. Mit ebensolchem Mörtel im Mischungsverhältnis 2 : 1 sind die vom Wasser benetzten Flächen geputzt. Dem Mörtel ist ein Dichtungsmittel zugesetzt. Obgleich das Wasser in einem solchen Behälter etwa 15 m hoch steht, hat sich die Auskleidung doch als ausreichend dicht erwiesen, und die Wasserverluste durch Versickern sind nicht nennenswert. Einer der neueren Behälter faßt ungefähr 5700 m³ Wasser. Ein weiterer Behälter, dessen Bau in Aussicht genommen ist, soll noch etwa 9000 m³ Wasser speichern.

Die Ausführung der neuerdings hergestellten unterirdischen Behälter und der zugehörigen Tunnel ist als Notstandsarbeit zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit angesehen worden. Dabei hat man darauf gehalten, daß die Wirtschaftlichkeit gewahrt wurde. Der ausgebrochene Fels ist gebrochen und nach Größe sortiert worden; mit dem so gewonnenen Steinschlag sind Schotterstraßen, auch solche mit Teer oder Bitumen als Bindemittel, Betonblöcke, Betonrohre u. dgl. hergestellt worden. Die Arbeiten wurden Tag und Nacht in zwei Schichten ausgeführt, wobei die neun Stunden übersteigende Arbeitszeit mit einem Überstundenzuschlag bezahlt wurde. Unter Berücksichtigung des Rückgewinns aus dem Ausbruch war die Herstellung der zuletzt gebauten unterirdischen Behälter billiger als die entsprechenden Arbeiten vor dem Kriege, was jedenfalls auf die bessere Ausrüstung mit mechanischen Hilfsmitteln zurückzuführen ist.

Die Beschaffung von ausreichendem Trinkwasser ist für Gibraltar insofern von besonderer Bedeutung, als damit nicht nur die Garnison und die sonstige Bevölkerung versorgt werden muß, sondern als auch das Wasser eine wichtige Einnahmequelle für die Verwaltung bildet, indem im Hafen anlegende Schiffe mit Wasser versorgt werden.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Tagung der süddeutschen Bezirksgruppen der RTA

aus Anlaß der Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen in München vom 20. bis 23. September 1934.

Die schon lange geplante Hauptversammlung der DGfB in München bietet Gelegenheit, auch in Süddeutschland aus der Gemeinschaftsarbeit der technisch-wissenschaftlichen Verbände bei einer bedeutsamen Kundgebung der RTA zu berichten.

Neben den fachwissenschaftlichen Sitzungen der DGfB, welche sich insbesondere auf den Gebieten der Reichs- und Landesplanung, der Kraftverkehrsbauten, des Abwasserwesens sowie der Baugrundforschung bewegen, wird auf der großen RTA-Tagung „Das deutsche Verkehrsproblem und seine Lösung" vom Standpunkt der Bauingenieure gesehen, behandelt werden. Es werden groß angelegte öffentliche Vorträge führender Persönlichkeiten über folgende Fragen veranstaltet:

1. Generalinspektor Dr.-Ing. Todt:
   „Die Reichsautobahnen und ihre Aufgaben."
2. Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahngesellschaft Dr.-Ing. E. h. Leibbrand:
   „Die Weiterentwicklung des Verkehrs auf der Schiene."
3. Geh. Baurat Professor Dr.-Ing. E. h. C. Dantscher:
   „Die Reichswasserstraßen."

Die beiden Tagungen werden nicht nur durch die gebotenen Vorträge besonders wertvoll, sondern sie bieten auch Gelegenheit zum Besuch der Ausstellung „Die Straße", der Siedlungsausstellung auf der Theresienhöhe und Mustersiedlung Ramersdorf.

Außerdem finden unter fachmännischer Führung gut organisierte Sonderfahrten in die Umgebung Münchens statt, welche zu dem schon weit vorgeschrittenen Bau der Reichsautobahn München-Salzburg, zu den Abwasseranlagen der Stadt München, zum Walchenseewerk und zu landschaftlich und kunstgeschichtlich hochbedeutsamen Stätten (Weilheim, Peißenberg, Steingaden, Wies, Oberammergau, Partenkirchen) führen.

Der letzte Tag ist für einen Ausflug nach Augsburg vorbehalten, wo einzigartige Baudenkmäler und bedeutende neuzeitliche Bauten und Industrieanlagen besucht werden.

Die Vorbereitung der Veranstaltung liegt in der Hand der Geschäftsstelle der RTA, Berlin NW 7, Hermann Göringstraße 27.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.