

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

12. November 1937

Heft 45/46

KRITISCHE BETRACHTUNG DER HOLZBAUVORSCHRIFTEN.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Technische Hochschule Karlsruhe.

Übersicht: Es werden auf Grund eigener Versuche mit ästigem und schrägfaserigem Nadelholz zahlenmäßige Unterlagen für die Einteilung des Bauholzes in 3 Güteklassen gegeben und zulässige Beanspruchungen vorgeschlagen. Sodann wird für die zulässige Belastung von Bolzen und Nägeln ein einfaches Gesetz entwickelt. Es wird darauf hingewiesen, daß die Steifigkeit einer Holzverbindung erst nach einer etwa zwölfmaligen Probelastung richtig beurteilt werden kann. Die Arbeit bildet einen Vorschlag für die geplanten neuen Holzbaubestimmungen.

Staatliche Bauvorschriften sind nötig, damit bei kunstgerechter, sorgfältiger Ausführung Bauten entstehen, bei denen die Baustoffe so weit ausgenützt sind, als es eine vernünftige Forderung nach Sicherheit zuläßt. Es ist Aufgabe der Wissenschaft, auf Grund von Versuchen und im Bauleben gesammelter Erfahrungen die Höhe der zulässigen Beanspruchungen zu bestimmen und dafür die Verantwortung zu übernehmen. Die Aufgabe der staatlichen Aufsichtsbehörden ist zu überwachen,

1. daß diese zulässigen Beanspruchungen nicht überschritten werden,
2. daß die Bauten nach den anerkannten Regeln entworfen werden,
3. daß bei der Ausführung die Pläne eingehalten werden und mit der nötigen Sorgfalt gebaut wird.

Es wäre in der heutigen Zeit besonders untragbar, wenn man die zulässigen Spannungen deswegen niederhalten wollte, weil erfahrungsgemäß gelegentlich die nötige Sorgfalt bei der Bauausführung fehlt. Es ist wirtschaftlicher, dafür zu sorgen, daß eine minderwertige Arbeit unmöglich gemacht wird, sei es durch eine bessere Selbstkontrolle durch die Unternehmerverbände wie bei der Rohstofflieferung oder durch eine bessere Aufsicht durch die Bauherren und die Staatsaufsichtsbehörden.

Unsere Vorschriften für die Bauten aus den Naturstoffen Stein und Holz sind in manchen Teilen noch stark rückständig. Es ist erfreulich, daß man an die Neufassung und Vereinheitlichung der Holzbauvorschriften herangehen will. Es muß aber dabei verlangt werden, daß die wichtigsten Entscheidungen nicht durch eine gewisse Scheu vor Verantwortung oder durch allgemeine Bedenken bestimmt werden, sondern daß ihnen die Ergebnisse wissenschaftlicher Arbeit und die Erfahrungen zahlreicher Bauausführungen zugrunde gelegt werden.

In der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe werden seit einem Jahrzehnt Versuche mit Nadelholz und den Verbindungsmitteln für Holztragwerke durchgeführt, auf Grund deren Ergebnisse die heute noch gültigen Holzbauvorschriften kritisch betrachtet und Verbesserungsvorschläge gemacht werden sollen.

A. Holzgüte.

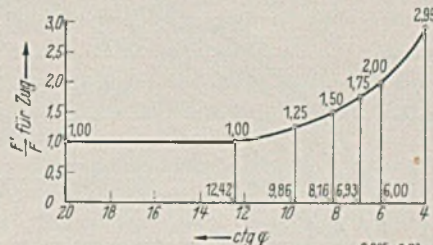
1. Nach unseren Versuchen leidet die Zugfestigkeit des Nadelholzes stark durch den schrägen Faserverlauf, während die Druckfestigkeit dadurch weniger berührt wird. Zug quer zur Faser ist eben viel gefährlicher als Druck. Nach Versuch und Rechnung bedingt die Neigung der Schrägfaser, hier ausgedrückt

durch $\cotg \varphi = x \times 1$, ein vielfaches β des Holzbedarfes, wenn man immer die gleiche Bruchsicherheit wie beim geradfaserigen Holz haben will. (Abb. 1.)

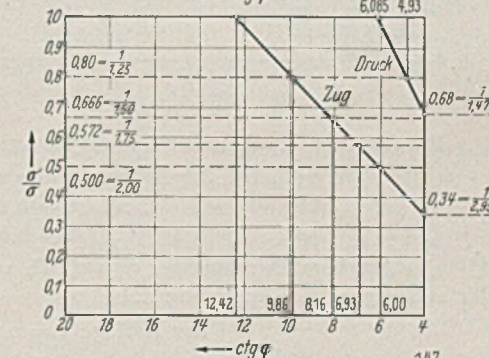
Schrägfaserneigung . .	$\tg \varphi = 1 :$	9,86	8,16	6,93	6,10
Vielfaches bei Zug . .	$\beta =$	1,25	1,50	1,75	2,00
Vielfaches bei Druck . .	$\beta =$	1,25	—	—	—
Schrägfaserneigung . .	$\tg \varphi = 1 :$	4,93	—	—	—

Abb. 1.

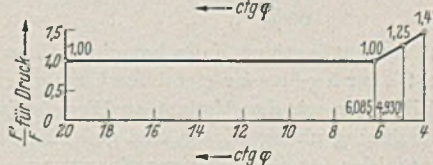
Das Verhältnis $\beta = F'/F$ für den Holzverbrauch abhängig von der Faserneigung φ beim Zugstab.



Das Verhältnis σ'/σ der Festigkeiten des schrägfaserigen und parallelfaserigen Holzes abhängig von der Faserneigung φ für Zug und Druck.



Das Verhältnis $\beta = F'/F$ für den Holzverbrauch abhängig von der Faserneigung φ beim Druckstab.



Daraus folgt die klare Forderung: Die zulässige Zugspannung muß herabgesetzt werden auf

80%	bei der Neigung	1 : 10
66%	" "	1 : 8
57%	" "	1 : 7
50%	" "	1 : 6.

Ein Zugstab gilt noch als Holz 1. Klasse, wenn seine Schrägfaser mit der Stabachse den Winkel 1 : 8 bildet, denn dann sinkt seine Zugfestigkeit nur auf 66% der des fehlerfreien Zugstabes herab. Die zulässige Druckspannung hingegen muß nur ermäßigt werden auf 80% bei der Neigung 1 : 5.

2. Die Biegefestigkeit wird durch Äste in der Zugzone von Balken beeinträchtigt. Nach unseren Versuchen ergibt sich folgende Abhängigkeit zwischen Astlage, Astgröße und Biegefestigkeit, ausgedrückt durch das Widerstandsmoment eines rechteckigen Querschnittes $b \cdot h$.

Die zulässige Biegespannung des astreinen Balkens sei σ , sein Widerstandsmoment W . Durch den Ast mit dem Kleinstdurchmesser d im Abstand t vom unteren Rand hat der Balken von der Höhe h nur noch das wirksame Widerstandsmoment W' . Dann muß die zulässige Biegespannung wegen des Astes sinken auf σ' , damit die Bruchsicherheit die gleiche bleibt wie beim astreinen Holz

$$\sigma' = \sigma \cdot W'/W.$$

Aus unseren Versuchen ergeben sich nun die Grenzlinien, für welche W'/W zu $3/4, 2/3, 1/2$ und $1/3$ wird, für welche also die zulässige Biegespannung auf 75, 66, 50 und 33% des sonst gültigen Wertes herabsinkt, da die Biegefestigkeit eben auch soweit fällt.

Die Abb. 2 z. B. sagt: Ein Ast vom Durchmesser $d = h/4$ bedingt ein Absinken der zulässigen Biegespannung

- auf 75% für die Astlage $t = 0,32 h$
- „ 66% „ „ „ $t = 0,27 h$
- „ 50% „ „ „ $t = 0,20 h$
- „ 33% „ „ „ $t = 0,127 h$.

Ein Ast mit dem kleinsten Durchmesser $d = h/5 = 0,2 h$ verlangt eine Ermäßigung der Biegespannung auf 66% des Normalwertes, wenn sein Mittelpunkt vom unteren Rand den Abstand $t = 0,22 h$ hat. Liegt er aber tiefer, ist z. B. $t = 0,14 h$, so ist nur 50% von σ_{zul} erlaubt.

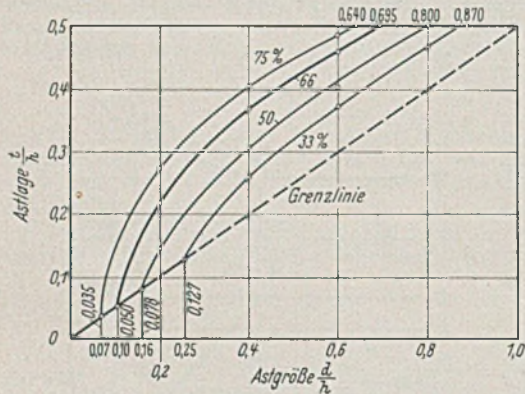


Abb. 2. Die zulässigen Grenzen für die Astlage im gefährlichen Balkenquerschnitt und für die Astgröße bei einem Absinken der Tragkraft auf 75 — 66 — 50 — 33% des astreinen Holzbalkens.

Ein Ast vom Durchmesser $d = 0,15 h$ verlangt einen Abfall auf

- 75% bei der Astlage $t = 0,22 h$
- 66% „ „ „ $t = 0,15 h$
- 50% „ „ „ $t = 0,075 h$.

Ein Ast vom Durchmesser $d = 0,10 h$ verlangt einen Abfall der zulässigen Biegespannung auf

- 75% bei der Astlage $t = 0,15 h$
- 66% „ „ „ $t = 0,05 h$.

3. Im ungünstigen Falle hat ein Balken im gefährlichen Bereiche Schrägfaser und Ast zugleich. Auch für diesen Fall haben wir den Verlust an Biegefestigkeit durch Versuche und Rechnung nachgewiesen und gefunden, daß man die vorigen Prozentzahlen für die zulässigen Spannungen bei Schrägfaser oder Ast miteinander multiplizieren muß, um die zulässige Biegespannung bei Schrägfaser und Ast zu finden, bei der noch die gleiche Bruchsicherheit wie beim fehlerfreien Holz besteht. In Frage kommen die Prozentsätze für Schrägfaser bei Zugspannung. Ist dort, wo der Ast mit $d = h/4$ sitzt, ein Schrägfaserverlauf $1:10$, so sinkt die zulässige Biegespannung

- auf $0,8 \times 0,75 = 60\%$ für die Astlage $t = 0,32 h$
- „ $0,8 \times 0,66 = 53\%$ „ „ „ $t = 0,27 h$
- „ $0,8 \times 0,50 = 40\%$ „ „ „ $t = 0,20 h$
- „ $0,8 \times 0,33 = 26\%$ „ „ „ $t = 0,127 h$.

Ist der Faserverlauf $1:8$, so tritt an Stelle des Faktors $0,8$ der Wert $0,66$ und die zulässige Biegespannung sinkt herab auf $50 - 43 - 33 - 22\%$.

4. Von Bauholz 1. Klasse — dem hochwertigen Nadelholz — darf man wohl verlangen, daß es durch die unvermeidlichen Fehler keinen größeren Abfall der Biegefestigkeit als auf 66% hat. Dadurch sind die Bedingungen festgelegt für

1. schrägen Faserverlauf allein,
2. Ast allein,
3. Schrägfaser und Ast zusammen.

Beim Biegebalken 1. Klasse darf höchstens vorhanden sein

1. ein schräger Faserverlauf von der Neigung $1:8$ oder
2. ein Ast von der Lage und Größe nach Abb. 2, Linie für 66% oder
3. ein schräger Faserverlauf und ein Ast zugleich, wofür Astlage und Astgröße im Bereich links der Linie für 66% in Abb. 2 sich treffen und der schräge Faserverlauf die Neigung hat, für die der Gesamtabfall höchstens 34% beträgt.

Ein Balken, der durch einen Ast, dessen Größe und Lage durch die Linie für 75% in Abb. 2 festgelegt ist, schon einen Abfall auf 75% hat, darf dann höchstens noch einen schrägen Faserverlauf haben von $1:11$, denn dann hat er einen Gesamtabfall auf $0,75 \times 0,88 = 66\%$. Ein Balken aber mit Ästen, welche die Festigkeit allein schon auf 66% herabsetzen, muß unbedingt parallele Fasern haben, wenn er als hochwertiges Bauholz gelten soll.

B. Zulässige Holzspannungen.

1. Laubhölzer.

Die üblichen Laubhölzer Eiche und Buche haben höhere Festigkeiten als die Nadelhölzer Tanne, Fichte und Kiefer.

An Buchenbalken fanden wir eine gemittelte Biegefestigkeit von 1000 kg/cm^2 , die selbst bei dem rotkernigen Buchenholz nur absank auf 875 kg/cm^2 .

Auch in der Zugfestigkeit war die Buche mit gemittelt 1200 kg/cm^2 unserm Nadelholz erheblich überlegen. Es ist daher zweckmäßig, für Eiche und Buche die beim Nadelholz zugelassenen Zug-, Druck- und Biegespannungen um die Hälfte zu erhöhen.

Der Druck quer zur Faser darf aber gegenüber dem Nadelholz mindestens verdreifacht werden. Der zulässige Leibungsdruck kann gleich der zulässigen Druckspannung parallel der Faser gesetzt werden.

2. Nadelhölzer.

Hochwertiges Bauholz hat vor allem bei Zug und Biegung größere Festigkeiten als gewöhnliches Holz mit schrägem Faserverlauf und Ästen. Wenn man hochwertig jenes Holz bezeichnet, bei welchem die unter „Holzgüte“ angeführten Bedingungen für schrägen Faserverlauf und Ästigkeit im kritischen Bereich erfüllt sind, so darf man bei ihm für Zug und Biegung die zulässigen Spannungen um ein Drittel erhöhen gegenüber dem gewöhnlichen Bauholz.

Der zulässige Leibungsdruck sollte beim Nadelholz gleich der zulässigen Druckspannung parallel der Faser gesetzt werden.

C. Elastizitätsmodul.

Nadelholz gibt bei Biegung stärker nach als bei Zug oder Druck. Es empfiehlt sich daher, bei den E-Werten folgende Unterscheidung zu machen:

	Nadelholz	Laubholz
E für Zug oder Druck	125000	150000 kg/cm^2
E für Biegung und Knickung	100000	150000 kg/cm^2 .
Beanspruchung quer zur Faser		
E für Druck	1000	7000 kg/cm^2 .

D. Verbindungsmittel.

Für stark beanspruchte Holztragwerke eignen sich Bolzen als Verbindungsmittel nicht, weil sie schon bei verhältnismäßig geringer Beanspruchung große Verschiebungen zwischen den verbundenen Hölzern zulassen und dadurch dem Holztragwerk die erforderliche Steifigkeit nicht verleihen. Man greift daher heute

ziemlich allgemein bei größeren Holztragwerken zu den Einpreßdübeln oder Fräsdübelarten, obwohl in den zur Zeit geltenden vier baupolizeilichen Bestimmungen für Holztragwerke der Bolzen als allein tragendes Verbindungsmittel immer noch zugelassen ist. Im folgenden seien diese vier Bestimmungen einer kurzen kritischen Betrachtung unterzogen, um damit einen Beitrag für eine Neufassung dieser Bestimmungen, die im Gange ist, zu geben.

1. Der Bolzen in Holztragwerken des Hochbaues.

Hier sind maßgebend die DIN 1052 aus dem Jahre 1930 und 1933 und die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau, herausgegeben vom Preußischen Finanzministerium, vom 1. September 1933. Beide Bestimmungen enthalten grundsätzlich die gleichen Vorschriften für die Bolzen und lassen einheitlich als Biegespannung für Stahl 1200 kg/cm² zu, ohne freilich anzugeben, nach welchem Gesetz, d. h. nach welcher Lastverteilung diese Biegespannung berechnet werden muß. Es besteht aber auch in der Vorschrift die Möglichkeit, die Tragkraft des Bolzens unter Außerachtlassung der Biegespannung im Stahl aus dem zulässigen Leibungsdruck im Holz unter Annahme einer gleichmäßigen Druckverteilung zu berechnen; dabei wird ein Leibungsdruck σ_1 zugelassen, der mit zunehmender Schlankheit des Bolzens laut Zahlentafel 4 abnimmt:

im Mittelholz von 80 auf 24 kg/cm² bei zweischnittiger Verbindung;

im Seitenholz von 50 auf 13 kg/cm² bei zweischnittiger Verbindung;

bei einschnittiger Verbindung von 40 auf 13 kg/cm².

Es wurde wiederholt schon darauf hingewiesen, daß aus der Tatsache der Abnahme von σ_1 bei zunehmender Bolzenlänge in

Wirklichkeit eine von der Schlankheit λ des Bolzens unabhängige feste zulässige Belastung N des Bolzens sich ergibt. Ein Blick auf die beiden Abb. 3 u. 4 beweist die Richtigkeit dieser Behauptung.

In Abb. 4 ist das für die Tragkraft maßgebende Produkt $\sigma_1 \times \lambda$ in Abhängigkeit von $\lambda = a/d$ aufgetragen.

Beim zweischnittigen Bolzen ergeben sich zwei Linien, eine für Mittel- und eine für Seitenholz.

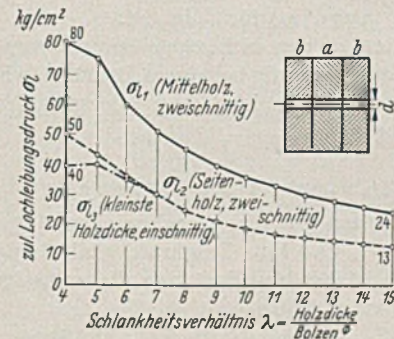


Abb. 3. Der zulässige Leibungsdruck bei Bolzenverbindungen abhängig von der Schlankheit λ , des Bolzens nach DIN 1052.

Beim Mittelholz schwanken die Werte $\sigma_{11} \times \lambda_1$ um 360,

„ Seitenholz „ „ „ $\sigma_{12} \times \lambda_2$ „ 200.

Beim einschnittigen Bolzen schwanken die Werte $\sigma_{13} \times \lambda_3$ um 200 herum.

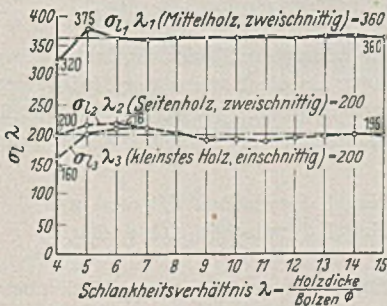


Abb. 4. Das Produkt $\sigma_1 \cdot \lambda$, abhängig von der Schlankheit des Bolzens als Maßstab für die zulässige Belastung nach DIN 1042.

betragen.

Maßgebend müßte die kleinere Zahl sein. Es wäre also

$$N_2 = 360 \times d^2 \text{ in kg für } d \text{ in cm.}$$

Ebenso ergibt sich die zulässige Belastung des einschnittigen Bolzens zu

$$N_1 = 200 \times d^2 \text{ in kg für } d \text{ in cm.}$$

Nimmt man beim einschnittigen Bolzen einmal die Schubspannung des Stahles als maßgebend an und setzt man $\tau_{zul} = 960 \text{ kg/cm}^2$, so ist die zulässige Belastung erheblich höher:

$$N_1 = \frac{\pi \times d^2}{4} \times 960 = 754 d^2 \text{ in kg für } d \text{ in cm.}$$

Die Weichheit der Bolzenverbindung kommt von der Durchbiegung δ des Bolzenschaftes. Sie beträgt im Mittelholz bei gleichmäßiger Lastverteilung und der ungünstigen Annahme des Bolzens als freiaufhängender Träger

$$\delta = \frac{5 N a^3}{384 E J} = \frac{5 a^3 N}{384 E \pi / 64 d^4} = \frac{320 a^3 N}{384 \pi E d^4}$$

Für den kreisrunden Bolzenquerschnitt ist

$$J = 0,049 d^4 \text{ cm}^4 \text{ für } d \text{ in cm,}$$

und sein Stahl hat $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$.

Nimmt man $\sigma_1 = 80 \text{ kg/cm}^2$, so wird die zulässige Bolzenlast $N = 80 \cdot a \cdot d$. Daraus berechnet sich genähert

$$100000 (\delta/a) = \lambda^3 \text{ für } \lambda = a/d.$$

Für die verschiedenen Schlankheitsgrade findet sich die zugehörige Durchbiegung δ des Bolzens zu

$\lambda =$	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{\delta}{a} =$	0,64	1,25	2,16	3,43	5,12	7,29	10
a	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

Nimmt man für den Leibungsdruck $\sigma_1 = 100 \text{ kg/cm}^2$, so nimmt δ/a den 1,25fachen Wert an. Man sieht, daß für solche Schlankheit bei den Leibungsdrücken von 80 oder 100 kg/cm² die Durchbiegung des Bolzens noch klein bleibt.

Hinsichtlich der Verformung kann $\lambda = 5$ als eine brauchbare mittlere Schlankheit des Bolzens gelten.

Mir scheint es richtig, die zulässige Belastung eines Bolzens auf folgender einfacher Überlegung aufzubauen: Bei zweischnittiger Verbindung und einer durch das Mittelholz bedingten brauchbaren Schlankheit des Bolzens von $\lambda = a/d = 5$ kann man unbedenklich einen gleichmäßig verteilt gedachten Leibungsdruck zulassen von

$$\sigma_1 = 80 \text{ kg/cm}^2.$$

Dann errechnet sich die Tragkraft des zweischnittigen Bolzens sehr einfach aus dem Mittelholz zu

$$N_2 = a \times d \times 80; \quad a = 5 \times d$$

$$N_2 = 5 \times 80 \times d^2 = 400 d^2.$$

Die Tragkraft N_1 des einschnittigen Bolzens ist dann genau die Hälfte von N_2 .

Der Mindestabstand der Bolzen sollte nach unseren Versuchen in der Krafttrichtung beim Nadelholz sein

$$t = 6 \times d.$$

Der Bolzen in Brückentragwerken aus Holz.

Für Brückentragwerke aus Holz sind entweder maßgebend die DIN 1074 aus dem Jahre 1930, die zur Zeit neu beraten wird, oder die vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der deutschen Reichsbahn aus dem Jahre 1931.

Man ist sich wohl allgemein darüber klar, daß der Bolzen als einziges Verbindungsmittel sich für den modernen Holzbrückenbau noch viel weniger eignet als für den Hallenbau und andere Hochbauzwecke. Man wird ihn aber häufig in Verbindung mit Einpreßdübeln und anderen Mitteln als Klemmbolzen verwenden und aus wirtschaftlichen Gründen seine Beteiligung bei der Kraftübertragung mit in Rechnung stellen wollen. Aus diesem Grunde sei hier auch auf diese beiden Bestimmungen etwas eingegangen. Beide Vorschriften berechnen die zulässige Belastung des Bolzens einmal aus der zulässigen Biegespannung des Stahles, die zu 1200 kg/cm² angenommen wird. Unter vereinfachten Annahmen für die Verteilung des Leibungsdruckes über die Bolzenlänge, die nur im Mittelholz des zweischnittigen Bolzens gleichmäßig angenommen wird, errechnen sich zwei Größtwerte für das Biegemoment:

$$\text{Im Mittelholz } M_1 = N \times a/8.$$

$$\text{Im Seitenholz } M_2 = N \times b/13,5.$$

Beide Biegemomente werden gleich groß für eine Dicke des Seitenholzes $b = 1,69 \times a$. Da in der Regel das Seitenholz dünner ist als das Mittelholz, ist im allgemeinen b kleiner als $1,69 a$ und daher für die Berechnung der Biegespannung im Bolzen das Moment maßgebend:

$$M_1 = N \times a/8.$$

Damit errechnet sich die zulässige Belastung N_2 des zweischnittigen Bolzens aus

$$\frac{N_2 \times a}{8 \times W} = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Widerstandsmoment des kreisrunden Bolzenquerschnittes ist genau genug

$$W = 0,1 \times d^3.$$

Daraus findet sich

$$N_2 = \frac{1200 \times 8 \times 0,1 \times d^3}{a} = 960 \frac{d^2}{\lambda} \text{ in kg für } d \text{ in cm und } \lambda = a/d.$$

Für die gebräuchlichen Schlankheitsgrade λ von 5 bis 10 errechnet sich dann die zulässige Belastung des zweischnittigen Bolzens nach den oben erwähnten beiden Vorschriften zu

Liste 1

$\lambda = 5 \quad 6 \quad 7 \quad 8 \quad 9 \quad 10$

$N_2 = 194 \quad 160 \quad 137 \quad 120 \quad 107 \quad 96 \times d^2$ in kg für d in cm.

Die zulässige Belastung des Bolzens wird aber in diesen beiden Bestimmungen noch durch die zweite Forderung begrenzt, daß unter der Annahme gleichmäßiger Verteilung des Leibungsdruckes im Mittelholz und in den beiden Seitenhölzern der Leibungsdruck höchstens sein darf

im Mittelholz . . . $\sigma_1 = 100 \text{ kg/cm}^2$,

im Seitenholz . . . $\sigma_1 = 50 \text{ kg/cm}^2$.

Aus dieser zweiten Vorschrift leitet sich dann folgende zulässige Belastung N_2 des zweischnittigen Bolzens ab für $\lambda_1 = a/d$ und $\lambda_2 = b/d$:

Im Mittelholz

$$N_2 = a \times d \times 100 = 100 \times d^2 \times a/d = 100 \times d^2 \times \lambda_1$$

In den beiden Seitenhölzern

$$N_2 = 2 \times d \times b \times 50 = 100 \times d^2 \times b/d = 100 \times d^2 \times \lambda_2.$$

Ist die Verbindung nur einschnittig, dann errechnet sich nach obiger zweiten Vorschrift:

$$N_1 = d \times b \times 50 = 50 \times d^2 \times b/d = 50 \times d^2 \times \lambda_2.$$

Unter Begrenzung des größten Leibungsdruckes auf $\sigma_1 = 100 \text{ kg/cm}^2$ beim zweischnittigen Bolzen, $\sigma_1 = 50 \text{ kg/cm}^2$ beim einschnittigen Bolzen geben also beide Bestimmungen folgende zulässige Belastung des Bolzens für die verschiedenen Schlankheitsgrade:

Liste 2.

$\lambda = 5 \quad 6 \quad 7 \quad 8 \quad 9 \quad 10$

$N_1 = 250 \quad 300 \quad 350 \quad 400 \quad 450 \quad 500 \times d^2$ in kg für d in cm.

$N_2 = 500 \quad 600 \quad 700 \quad 800 \quad 900 \quad 1000 \times d^2$ in kg für d in cm.

Durch eine Gegenüberstellung von Liste 1 und 2 wird offensichtlich, daß eine wiederholte Berechnung des zweischnittigen Bolzens überflüssig ist. Nach diesen Bestimmungen wird seine zulässige Belastung immer eindeutig begrenzt durch die zugelassene größte Biegespannung von 1200 kg/cm^2 im Stahl:

$$N_2 = 960 \times d^2/\lambda \text{ für } \lambda = a/d.$$

Die zulässige Belastung eines Bolzens ist also nach diesen Vorschriften im Holzbrückenbau

abgeleitet aus der Biegespannung

des Stahles . . . $N_2 = 960 \frac{d^2}{\lambda_2}$,

abgeleitet aus dem Holzleibungs-

druck . . . $N_2 = 100 d^2 \cdot \lambda_2$.

Man sieht aus beiden Gleichungen, in welche Widersprüche man bei den Brückenbauvorschriften in dem Bestreben kam, recht genau zu rechnen. Die Schlankheit λ kann unmöglich einmal günstig wirken, das andere Mal aber ungünstig. In Wahrheit ist die zulässige Belastung für einen Bolzen eben ein konstanter, von der Schlankheit unabhängiger Wert.

Legt man der weiteren Betrachtung wieder die zweckmäßige Schlankheit $\lambda_2 = 5$ zugrunde, so beträgt heute die zulässige Belastung des zweischnittigen Bolzens

in der dynamisch be-

anspruchten Brücke . . $N_2 = 960/5 \times d^2 = 192 \text{ d}^2$,

in statisch beanspruchten

Hochbau . . . $N_2 = 360 \text{ d}^2$.

Sie wurde mit Rücksicht auf die dynamische Belastung im Brückenbau also fast auf die Hälfte herabgesetzt. Damit ist man über das Ziel hinausgeschossen. Es genügt eine Ermäßigung um etwa ein Viertel, zumal in der richtig entworfenen Holzbrücke der Bolzen kaum einmal allein als Verbindungsmittel vorkommen wird, sondern nur im Verein mit Einpreßdübeln u. dgl.

Schl u ß f o l g e r u n g.

Die zulässige Belastung eines Bolzens hängt ausschließlich vom Bolzendurchmesser d ab und ist proportional d^2 .

$$N = c \times d^2.$$

Unter Annahme eines zulässigen Leibungsdruckes $\sigma_1 = 80 \text{ kg/cm}^2$ ist die zulässige Belastung in kg für d in cm

	im Hochbau	im Brückenbau
des zweischnittigen Bolzens $N_2 =$	400 d^2	300 d^2
des einschnittigen Bolzens $N_1 =$	200 d^2	150 d^2

Man sichert sich damit auch gegen eine zu große Verformung des Tragwerks, denn nach Liste a erreicht die Durchbiegung δ im Mittelholz für $\lambda = 5$ nur den rechnerischen Wert $a/800$, bleibt also weit unter 1 mm. Unter Annahme eines zulässigen Leibungsdruckes $\sigma_1 = 100 \text{ kg/cm}^2$ wird

im Hochbau

$N_2 = 500 \text{ d}^2$

$N_1 = 250 \text{ d}^2$

im Brückenbau

350 d^2 kg für d in cm,

175 d^2 kg für d in cm.

Die scheinbaren Feinheiten in den bisherigen Berechnungsvorschriften sind zwecklos und widersinnig bei einem Baustoff, wie es unser Nadelholz ist. Sie führen zu offensichtlichen Widersprüchen und erschweren die Rechnung.

2. Zulässige Belastung von Nägeln.

Noch mehr als für den Bolzen gilt für die zahlreichen Nägel einer Holzverbindung die Regel, daß ihre Tragkraft unabhängig von ihrer Schlankheit mit d^2 wächst und daß man die zulässige Belastung eines Nagels ansetzen darf zu

$$N = c \times d^2.$$

Beim zweischnittigen Nagel mit einer normalen und zweckmäßigen Schlankheit $\lambda = a/d = 10$ ergibt sich für den Leibungsdruck $\sigma_1 = 80 \text{ kg/cm}^2$

$N_2 = 80 \times a \times d = 80 \times 10 \times d^2 = 800 \text{ d}^2$ kg für d in cm.

Der einschnittige Nagel trägt nicht ganz die Hälfte:

$$N_1 = 350 \text{ d}^2 \text{ kg für } d \text{ in cm.}$$

Bei dynamischer Last ist nur 60% davon zulässig:

$$N_2 = 500 \text{ d}^2,$$

$$N_1 = 200 \text{ d}^2.$$

Da die Tragkraft dadurch wächst, soll der Nagelschaft, wo immer möglich, um $3 \times d$ länger als die Summe der Holzicken sein und quer zur Holzfaser kurz umgeschlagen werden. Die maßgebende Holzdicke a und Nageldurchmesser d sollen so abgestimmt sein, daß

beim einschnittigen Nagel d zwischen $a/4$ und $a/8$,

beim zweischnittigen Nagel d zwischen $a/8$ und $a/12$

beträgt.

Für den Abstand der Nägel gilt nach unseren Versuchen:

	vom belast.	vom unbelast.	unter-
Nagelabstand:	Rand	Rand	einander
längs der Faser	10 d	5 d	10 d
quer zur Faser	5 d	5 d	5 d.

Durch Versetzen der Nägel muß der Abstand von $40 d$ für Nägel, die in der gleichen Holzfaser stecken, erreicht werden, um ein Aufspalten beim Nageln zu vermeiden. Bei Tragwerken aus

Brettern und Bohlen bestimmt das dickste Holz das maßgebende a , während bei Holzbauten aus Kantholz und Brettern oder Bohlen der Nageldurchmesser sich nicht nach dem Kantholz, sondern nach den Brettern und Bohlen richtet.

3. Zulässige Belastung von Verbindungsmitteln auf Grund von Versuchen.

Die zulässige Belastung von Verbindungsmitteln ist abhängig

1. von ihrer Tragkraft,
2. von ihrer Steifigkeit.

Die Tragkraft wird durch den bis zur Zerstörung durchgeführten statischen Versuch gefunden. Man wird für den Hochbau sich mit einer Sicherheit $\nu = 3$ begnügen können, für den Brückenbau aber $\nu = 5$ verlangen wollen.

Die Steifigkeit ist nach wiederholter Belastung meist anders, größer als bei der erstmaligen Last. Man wird daher zweckmäßigerweise die Verbindung etwa 12mal statisch in Höhe der geschätzten Gebrauchslast vorbelasten und erst bei der 13. Belastung ihr Verhalten endgültig festlegen.

Man kann nun die zulässige Belastung dadurch festlegen oder begrenzen, daß bei dieser 13. Belastung die Gesamtverschiebung während dieses Versuches unter 1 mm bleiben muß.

Für den dynamisch beanspruchten Brückenbau gilt noch die zweite Forderung, daß die Gebrauchslast genügende Sicherheit

gegen die „Fließ- oder Quetschgrenze“ bieten muß, wie sie im 13. Versuch gefunden wurde. Man wird sich hier mit einer Sicherheit $\nu = 1,25$ begnügen dürfen.

Die Verbindung muß geprüft werden an Holz, das zusammengebaut wurde mit einer Feuchtigkeit gleich dem Fasersättigungspunkt und das nachher drei Wochen lang im regengeschützten Raum lag.

Schluß.

Allzu verfeinerte Vorschriften haben beim Baustoff Holz keinen Zweck. Es entspricht dem ungleichmäßigen Charakter des Holzes, die Berechnung der Tragwerke möglichst einfach zu gestalten. Unsere Versuche und rechnerischen Überlegungen haben einige einfache Gesetze offengelegt, welche gestatten, dem Wunsche nach Vereinfachung Rechnung zu tragen. Wenn man an die Entwicklung der Bestimmungen für Stahlbau oder Eisenbetonbau denkt, wird man begreifen, daß auch die in Aussicht genommene Neubearbeitung der Holzbauvorschriften noch keine endgültige Lösung bringen kann, sondern sie nur wieder einen Schritt näher den wirklichen Verhältnissen anpassen wird. Es wird von Vorteil für unsere gesamte Wirtschaft sein, wenn der vorzügliche Baustoff Holz besser als bisher ausgenutzt werden kann. Im Gegensatz zu den Natursteinen sind unsere Wälder nicht unerschöpflich; Sparbarkeit im Verbrauch ist auch aus diesem Grunde nötig.

DAS BETONIEREN DER DOPPELSCHLEUSEN ALLERBÜTTTEL, UND EINIGE ALLGEMEINE BEMERKUNGEN ZU FRAGEN DER BETONTECHNIK.

Von Regierungsbaurat Hampe, Magdeburg ¹.

Inhaltsübersicht: Nach kurzer Angabe der Abmessungen und der besonderen örtlichen Verhältnisse der Schleusenanlagen wird das Betonieren ausführlicher beschrieben und zur Bewährung der einzelnen Maßnahmen unter besonderer Berücksichtigung der Betonpumpen und der Stahlschalung Stellung genommen. Sodann werden Angaben gemacht über die Herstellung dichter Arbeitsfugen, die Betongüte in anbetonierten Würfelreihen und das Einbetonieren der Eisenteile. Ferner werden die Maßnahmen beim Betonieren der Ober- und Unterhäupter zur Vermeidung von Rissen behandelt und einige Meßergebnisse über die Verformung dieser Bauteile beim Betonieren mitgeteilt.

1. Allgemeines.

Die Schleusen Allerbüttel liegen am östlichen Ende der Scheitelhaltung des Mittellandkanals. Sie überwinden das zwischen dieser Haltung und der anschließenden Elbehaltung bestehende Gefälle von normal 9 m. Bei starken Westwinden kann sich das Gefälle bis auf etwa 10 m erhöhen. Das hangartige Gelände der Baustelle war für eine Ausbildung der Schleusen mit offenen Spar-

becken neben und zwischen den Schleusen besonders günstig. Die unmittelbar neben den Unterhäuptern erforderliche Kreuzung mit der Eisenbahn Berlin—Hannover mußte unter sehr spitzem Winkel erfolgen und führte daher zu einer stark versetzten Anordnung der beiden Schleusen. Die Abb. 1a und 1b zeigen Lage und Querschnitt der Schleusen mit den Sparbecken. Zu jeder Schleuse gehören 3 Paar Sparbecken, von denen je 1 Becken rechts und links auf gleicher Höhe liegen und gleichzeitig gefüllt oder geleert werden. Die Nutzlänge der Schleusenkammern beträgt 225 m und die Breite zwischen den Scheuerleisten 12 m. Da der Baugrund aus wasserundurchlässigem Geschiebemergel besteht und nur von wenigen Sandlinsen durchzogen ist, war es möglich, die Schleusen, die Sparbecken, die Ufermauern, und die Pumpenfundamente ohne Um-

¹ Ergänzt nach einem auf der 40. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins gehaltenen Vortrag.

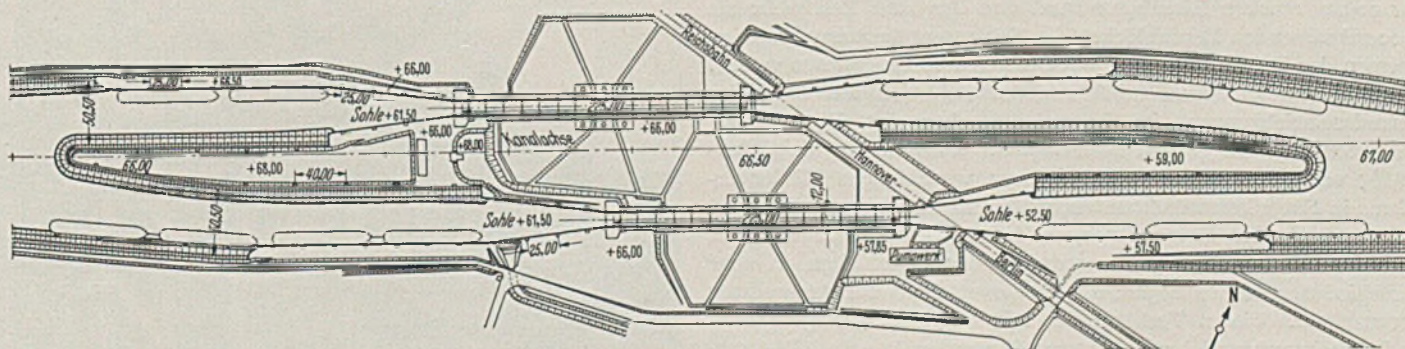


Abb. 1a. Lageplan der Schleusen.

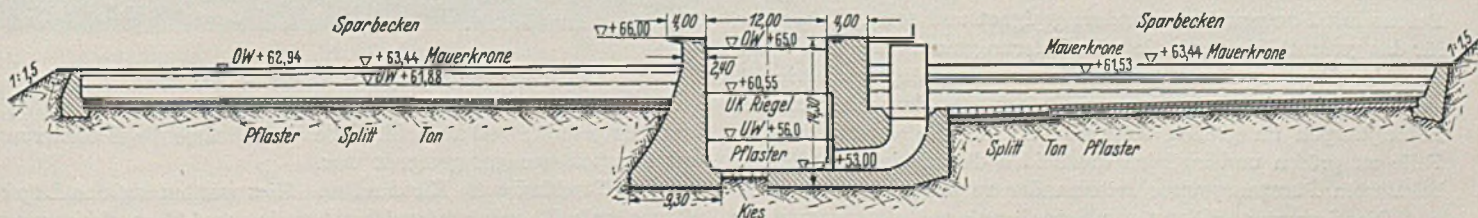


Abb. 1b. Querschnitt einer Schleusenammer mit Sparbecken.

spundung unmittelbar auf die Baugrubensohlen zu setzen und ausschließlich in Beton herzustellen. Lediglich die zu Leitwerken in den Vorhäfen verlängerten Ufermauern wurden als verankerte Stahlspundwände ausgebildet. Im ganzen waren für das Schleusenbauwerk in etwa $2\frac{1}{2}$ Jahren rd. 150 000 m³ Beton herzustellen. Von dieser Menge entfielen 92 000 m³ auf die beiden Schleusen mit den Häufern, 19 000 m³ auf die Stützmauern der Sparbecken, 20 000 m³ auf die Ufermauern und Widerlager der Reichsbahnbrücken, 12 000 m³ auf das Betonpflaster in den Schleusenammern, Vorhäfen und Sparbecken und 7 000 m³ auf die Pumpwerkanlagen. Dafür wurden verbraucht rd. 45 000 t Traßzement, 100 000 m³ Kiessand, 125 000 t Weserkies und 1 300 t Rundeisen.

für zweckmäßig gehaltene Anordnung. Wie daraus zu ersehen ist, wurden einerseits die Anlagen für die Abmessung der Zuschlagstoffe und Bindemittel in unmittelbarer Nähe der Lagerplätze und Lagerschuppen aufgestellt und andererseits die Mischmaschinen mit den Betonpumpen zusammengefaßt und möglichst nahe an die zu betonierenden Bauwerksteile herangerückt. Die Abmeßanlagen konnten bei dieser Anordnung den Standort dauernd beibehalten, während für die Misch- und Pumpenanlagen vier verschiedene Plätze vorgesehen werden mußten, um der Bedingung zu entsprechen, daß die Förderweiten der Pumpen höchstens 200 m betragen und die Rohrleitungen von den Pumpen aus stets nur steigend verlaufen sollten. Für die Herstellung des Beton-

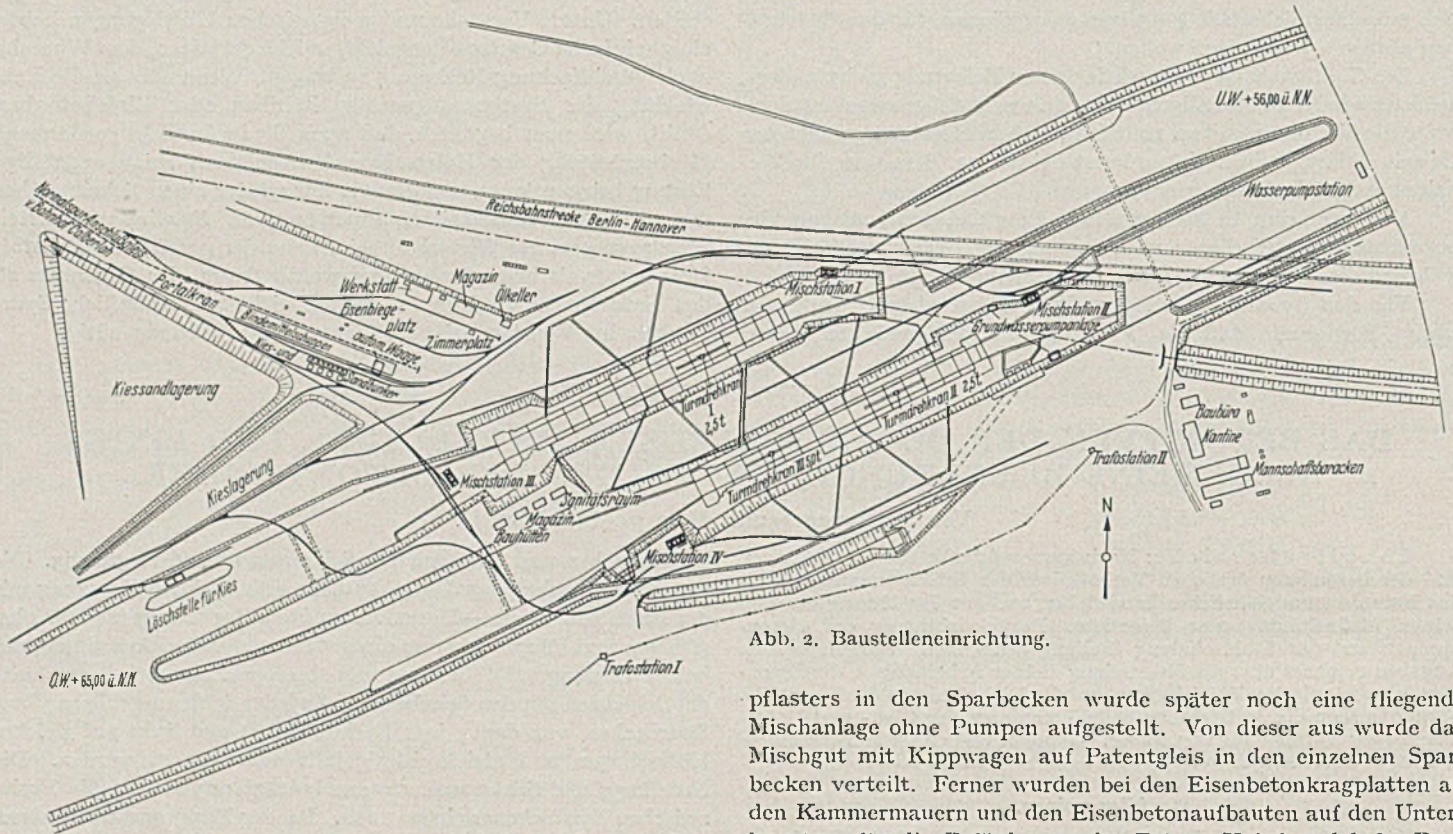


Abb. 2. Baustelleneinrichtung.

2. Die Betonieranlagen.

Wie aus dem Lageplan ersichtlich ist, liegen die einzelnen Betonkörper über eine außergewöhnliche große Fläche verteilt. Außerdem ist die Lage der Betonkörper zueinander sehr unregelmäßig und ihre Form und Größe sehr verschieden. Es gab zwischen der 10 cm starken Eisenbetonwand und den zum Teil mehr als 3000 m³ fassenden Betonblöcken der Schleusenhäufern nur wenige Formen der Betonbauweise, die nicht herzustellen gewesen wären. Diese besonderen Verhältnisse mußten natürlich die Wahl der Betoniereinrichtungen, im besonderen aber das Betonförderverfahren ausschlaggebend beeinflussen. Während für die gleichmäßig verlaufenden Schleusenammern verschiedene Förderverfahren in Frage kommen konnten, mußte für die übrigen kreuz und quer verlaufenden Betonkörper, die infolge des Schleusengefälles und der terrassenförmigen Anordnung der Sparbecken in sehr verschiedenen Höhen liegen, ein Förderverfahren zur Anwendung kommen, das diesen Verhältnissen mit möglichst geringem Zeit- und Arbeitsaufwand laufend angepaßt werden konnte. Die ausführende Firma hielt für diese Verhältnisse die Beförderung des Betons mit Pumpen für besonders geeignet und schlug daher vor, für das gesamte Bauwerk diese Beförderungsart anzuwenden. Seitens der Bauverwaltung wurde diesem Vorschlage zugestimmt, weil sich hier eine gute Gelegenheit bot, die Brauchbarkeit der Betonpumpen im großen Ausmaß und für die verschiedensten Fälle zu prüfen und zugleich die beiden damals in Deutschland bekannten Pumpensysteme miteinander zu vergleichen.

Die Gesamtanordnung der Betonieranlagen mußte nunmehr entsprechend dieser Förderart gewählt werden. Abb. 2 zeigt die

pflasters in den Sparbecken wurde später noch eine fliegende Mischanlage ohne Pumpen aufgestellt. Von dieser aus wurde das Mischgut mit Kippwagen auf Patentgleis in den einzelnen Sparbecken verteilt. Ferner wurden bei den Eisenbetonkragplatten an den Kammermauern und den Eisenbetonaufbauten auf den Unterhäufern für die Beförderung des Betons Kübel und hohe Bau-

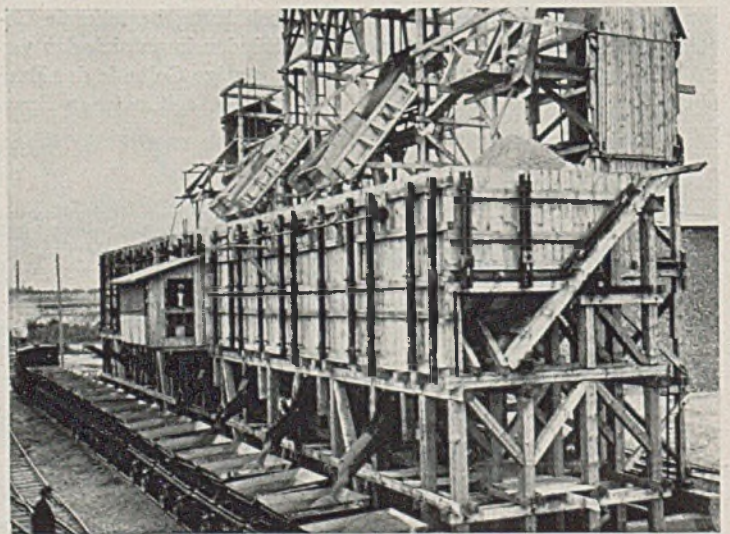


Abb. 3. Sand- und Kiesbunker.

krane eingesetzt, weil auch für diese Verhältnisse die Beförderung mit Pumpen weniger geeignet war.

Die Zuschlagstoffe Kiessand und Kies wurden auf den Lagerplätzen mit Raupenbandgreifbaggern in 4 m³-Kastenkipplagen geladen und auf 90er Spurgleisen zu den Aufgabegruben für zwei

Becherwerke für den Kiessand und zwei Kastenaufzüge für den Kies befördert und in diese abgekippt. Mit den Becherwerken und Aufzügen wurden sie dann in die auf Abb. 3 erkennbaren Bunker befördert und aus diesen durch mechanisch angetriebene Abmeßvorrichtungen abgefüllt. Die Abmeßanlagen bestehen aus Schubkästen auf Rollen, die an einer Seite schnauzenförmig geöffnet sind und unmittelbar unter der Bunkeröffnung mit einer Schubstange vorwärts und rückwärts bewegt werden. Bei jeder Vorwärtsbewegung wird eine von der Weglänge abhängige Menge der Zuschlagstoffe nach vorn geschoben und bei jeder Rückwärtsbewegung wird diese Menge durch die offene Schubkastenseite zum Abfallen in die darunter hängende Schurre gebracht. Die Bewegung der Schubkästen erfolgt gleichzeitig unter vier Bunkertaschen durch die Schubstangen, die mit Exzentrerscheiben von einer durchlaufenden Welle aus bewegt werden. Die Weglänge der Schubkästen kann so geregelt werden, daß die aus den einzelnen Taschen abgezapften Mengen der einzelnen Zuschlagstoffe zueinander in dem gewünschten Verhältnis stehen. Durch Einstellung einer bestimmten Hubanzahl mit selbsttätiger Ausschaltung kann ferner die für jede Mischung verlangte Gesamtmenge an Zuschlagstoffen abgefüllt werden. Die Anlage wurde als Doppelanlage mit je vier Silotaschen, von denen je zwei für Kiessand und je zwei für Kies bestimmt waren, gebaut, um bei Betriebsstörungen wenigstens mit halber Leistung weiter arbeiten zu können. Mit den Schurren unter den einzelnen Schubkästen erfolgte die Füllung der eisernen Kippwagen in der Weise, daß zunächst in je zwei Wagen Kiessand und Kies und nach entsprechendem Verschieben der Wagen dazu umgekehrt Kies und Kiessand geladen wurde.

Jede Mischanlage bestand aus zwei Mischmaschinen mit je 1000 l Inhalt und leicht verstellbaren Wassermießgefäßen. Für die Mischung war eine Dauer von einer Minute nach Beendigung der Aufgabe sämtlicher Rohstoffe vorgeschrieben. Da erfahrungsgemäß die Bedienungsmannschaft die Mischdauer niemals zuverlässig schätzt, waren am Bedienungsstand Sanduhren zur Bestimmung der Mischdauer aufgestellt.

Jede Mischmaschine entleerte das fertige Mischgut für sich in einen Sammelbehälter, der mehrere Mischungen aufnehmen konnte. Von diesem aus erfolgte die Aufgabe durch einen Bedienungsmann

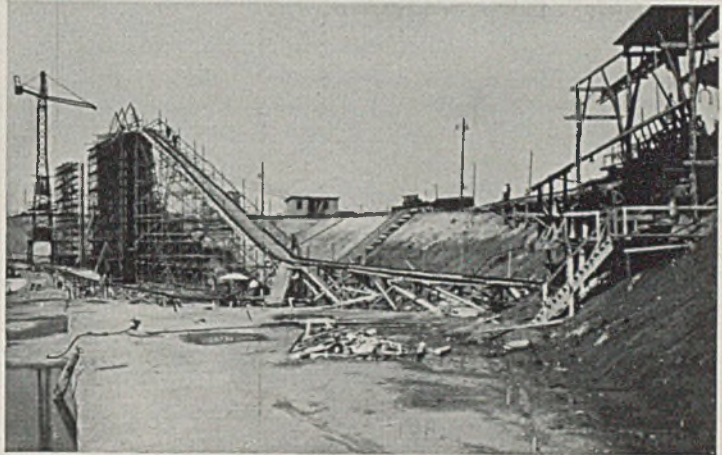


Abb. 5. Betonieren des 1. Blocks.

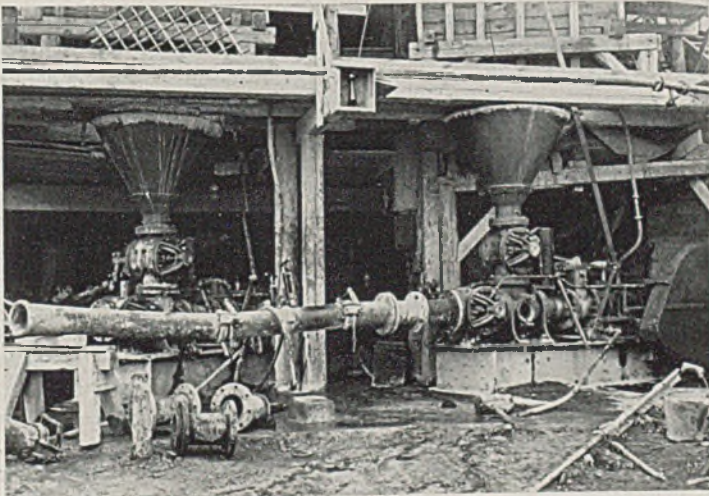


Abb. 4. Betonpumpen.

mit einem leicht beweglichen Segmentschieber in die verhältnismäßig kleinen Aufgabetrichter der Betonpumpen. Diese waren, wie Abb. 4 zeigt, unmittelbar unter den Sammelbehältern aufgestellt. Abgesehen von Versuchen mit einer Betonpumpe mit einem Doppelventil kamen nur Betonpumpen der Firma Torkret mit je zwei Ventilen und 180 mm weiten Rohranschlüssen zur Verwendung.

Abb. 5 zeigt das Betonieren des ersten Kammermauerblocks. Von den Pumpen ausgehend, wurden die Rohrleitungen nach Bedarf auf Stapeln oder Gerüsten bis über den zu betonierenden Bauwerksteil geführt, und zwar im allgemeinen mehr oder weniger steil ansteigend und über dem Bauwerksteil waagrecht und in dessen Längsrichtung verlaufend. Um nicht an eine Mündungsstelle der Rohrleitungen gebunden zu sein, war die über dem Baukörper liegende Rohrstrecke nach Bedarf mit seitlichen, schnauzenförmigen Öffnungen versehen. Diese konnten mit etwas exzentrisch gelagerten Segmentschiebern leicht geöffnet und verschlossen werden.

Der Traßzement wurde mit einer in der Längsrichtung durch den Lagerschuppen laufenden Förderschnecke von den einzelnen Stapeln zu Becherwerken und mit diesen zu einem hochstehenden Silo befördert. Aus diesem erfolgt die Entnahme mit einer kurzen Förderschnecke, die zu der automatischen Waage führte. Mit dieser erfolgte das Abwiegen der Bindemittel und Abfüllen in verzinkte Eisenblechkübel mit Deckelverschlüssen am oberen und unteren Ende. Die Kübel wurden auf Plattformwagen stehend gefüllt und mit den Zuschlagstoffen zusammen auf 90er Spurgleisen zu den verschiedenen Mischanlagen befördert. Die Zuschlagstoffe wurden mit Hand in die Aufgabetrichter der Mischmaschinen abgekippt. Zuvor wurde jedoch der Bindemittelkübel mit einer elektrisch angetriebenen Laufkatze zu den Aufgabetrichtern befördert und so tief in diesen abgelassen, daß zur Vermeidung übermäßiger Staubeentwicklung die Zugabe der Bindemittel durch Öffnen der Bodenklappe möglichst innerhalb der Zuschlagstoffe erfolgen konnte.

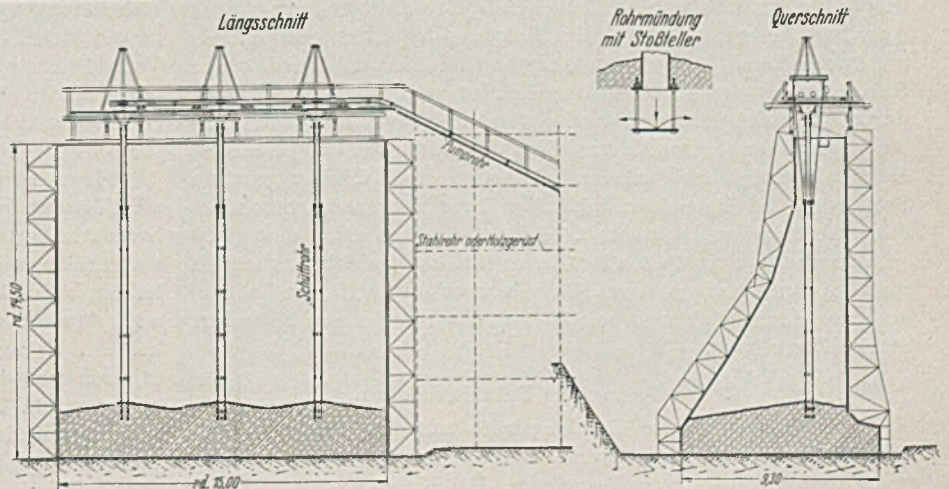


Abb. 6. Einbringen des Betons mit Schüttrohren in einen Kammermauerblock.

Abb. 6 zeigt das Einbringen des Betons in die Schalung bei einem Kammermauerblock, wie es von der Bauverwaltung vorgeschrieben war. Nach dieser Vorschrift durften Arbeitsfugen nur

in wenigen Ausnahmefällen angeordnet werden, weil jede Arbeitsfuge die Einheitlichkeit des Betonkörpers unterbricht. Die Betonkörper wurden demgemäß im allgemeinen ohne jede Unterbrechung in einem Arbeitsgange in voller Höhe betoniert. Bei den Kammermauerblöcken betrug diese Höhe rd. 15 m. Ein derartiges Betonieren ist in einwandfreier Weise nur durchführbar, wenn das Verfahren des Einbringens so ausgebildet ist, daß jeder zeitraubende Umbau der Anlagen während des Betonierens fortfällt und die gesamte Betonoberfläche laufend und überall gleichmäßig so schnell überschüttet werden kann, daß die Verarbeitung stets frisch auf frisch erfolgt. Durch Versuche beim Bau des Okerdükers² im Jahre 1932 war dafür das dargestellte Verfahren mit Erfolg erprobt worden. Das Mischgut wird dabei mit lotrecht hängenden Schüttrohren, die bis unter den Betonspiegel reichen, eingebracht. Diese Schüttrohre müssen an Seilwinden auf der Arbeitsbühne so aufgehängt werden, daß sie laufend mit steigendem Betonspiegel gehoben werden können. Hierbei schiebt sich das hängende Rohr so weit teleskopartig über das am Schüttrichter befestigte Rohr, daß nach und nach jedesmal der zweite Rohrschuß von unten in wenigen Minuten ausgebaut werden kann und das untere Rohrende stets im Beton stecken bleibt. Zur Aufnahme der Stoßenergie des hoch herabfallenden Mischgutes ist etwa 25—30 cm unter dem unteren Ende des Schüttrohres an drei Bolzen hängend ein Teller befestigt. Dieser soll sich beim Aufsetzen des Rohres zunächst bis vor die Rohrmündung verschieben und diese absperren können. Bei Beginn des Betonierens kann dadurch der untere Flansch des Schüttrohres bis auf diesen Stoßsteller herabgelassen werden. Nach der teilweisen Füllung des Schüttrohres mit Mischgut wird durch langsames Abheben des Rohres von dem Teller nach und nach ein langsames Auslaufen und die Bildung einer hinreichenden Schichtstärke des Mischgutes rings um die Rohrmündung erreicht und auf diese Weise das sonst übliche Herumspritzen des Mörtels sicher vermieden. Bei dem weiteren Heben des Rohres wird sodann der Stoßsteller von den Bolzen mitgenommen und das tiefer liegende Mischgut sicher gegen Erschütterungen beim Abbinden geschützt. Zu beachten ist also, daß, abgesehen von der ersten Füllung mit gesperrter Mündung, das Schüttrohr im Gegensatz zu dem Kontraktorverfahren beim Betonieren unter Wasser nicht mit Beton gefüllt ist. Die Geschwindigkeit des Betonierens bei diesem Verfahren sollte zunächst, über die ganze Betonoberfläche gleichmäßig verteilt, in einer Stunde eine Schichthöhe von 12 cm nicht unter- und von 17 cm nicht überschreiten. Diese Geschwindigkeit ist jedoch später auf Grund der gemachten Erfahrungen erheblich erhöht worden.

Auf die Einhaltung einer Mindeststeighöhe des Betonspiegels wurde seitens der Bauverwaltung größter Wert gelegt, weil immer wieder beobachtet werden kann, daß Betonkörper mit großer Arbeitsfläche mit ungenügender Leistung betoniert werden. Es ist aber klar, daß bei einer zu geringen Steighöhe die jeweils obere Schicht bereits im Abbinden begriffen ist, wenn frisches Mischgut darauf gebracht wird und dann entweder wilde Arbeitsfugen entstehen oder durch gewaltsames Stochern schon teils abgebundene Betonteile aufgerührt werden. Derartige im Abbinden gestörte Schichten und Betonteile leiden in ihrer Festigkeit, besonders stark aber in der Dichtigkeit. Beim Abklopfen nach dem Ausschalen sind sie durch besonders dumpfen Klang leicht zu erkennen und bei stark angegriffenen Betonbauwerken zeigt sich in derartigen Schichten eben so, wie in den Arbeitsfugen eine besonders starke Zerstörung.

3. Bewährung der Betonieranlagen.

Das Abmessen der Zuschlagstoffe mit den beschriebenen Schubkästen unter den Bunkertaschen hat sich für Sand und Kies-sand als hinreichend genau erwiesen. Bei Kies wurden jedoch in Abhängigkeit von der Korngröße und Kornform erhebliche Schwankungen festgestellt, die ein wiederholtes Nachstellen erforderlich machten. Eine genaue Einhaltung der Zuschlagstoffmengen ist mit den Schubkästen nicht zu erreichen.

Die Betonpumpen mit zwei Ventilen haben sich gut bewährt. Bei dieser Beurteilung der Betonpumpen muß aber darauf hingewiesen werden, daß das Mischgut im vorliegenden Falle alle Eigenschaften besaß, die es für eine Beförderung mit Pumpen besonders geeignet machten. In der ersten Zeit sind zwar trotzdem wiederholt Brüche der Schieberstangen und sogar der sehr kräftig ausgebildeten Kurbelwellen vorgekommen. Nachdem die von der Lieferfirma mit 15 m³/h angegebene Leistung jedoch durch eine andere Einstellung der Ventile auf etwa 12,5 m³/h vermindert worden war, sind derartige Brüche nicht mehr eingetreten. Für das Betonieren der Schleusenammern und -häupter können Zweifel bestehen, ob nicht andere Förderverfahren mindestens ebenso günstig gewesen wären; hinsichtlich der übrigen verstreut liegenden Betonkörper muß jedoch festgestellt werden, daß die Beförderung mit Pumpen dafür wohl die wirtschaftlichste Lösung darstellt.

Es war ohne Schwierigkeit möglich, den Beton mit den Pumpen auf rd. 200 m Länge und etwa 15 m Höhe zu befördern. Bei geringerer Höhe konnte die Förderlänge auch bis auf etwa 250 m erhöht werden. Die breiige aber zähe Beschaffenheit des Mischgutes gestattete auch in zahlreichen Fällen ein Pumpen mit waagerechter und auch sogar stark fallender Leitung, und zwar um so besser, je steifer das Mischgut war. Für ein derartiges Abwärtsbetonieren muß selbstverständlich flüssiges Mischgut, wie allgemein für das Pumpen, ausscheiden. Es ist jedoch auffallend, daß das Abwärtsbetonieren auch bei weicherem Mischgut, das sich in der Rohrleitung noch nicht entmischt, unmöglich oder mindestens sehr schwierig ist. Diese Beobachtung ist dadurch zu erklären, daß die im Mischgut stets in großer Menge enthaltenen Luftbläschen sich bei weichem Mischgut im Rohrscheitel sammeln und dann rückwärts zur Pumpe aufsteigen können. Sobald auf diese Weise eine Anreicherung an Luftblasen in der fallenden Rohrleitung stattgefunden hat, erfolgt durch den Pumpenstoß keine Förderung mehr, sondern nur noch ein elastisches Zusammenpressen der Luft. Diese drückt dann aber das Mischgut im Augenblick des Ventilwechsels durch den Zylinder in den Aufgabetrichter zurück. Da bei sehr steif angemachtem Mischgut ein derartiges Sammeln und Wandern der Luftbläschen zur Pumpe nicht eintreten kann, war mit diesem ein Abwärtsbetonieren noch bei teilweise 1 : 2 fallender Rohrleitung möglich.

In dem Vorhandensein der Luftbläschen liegt auch begründet, daß sich die versuchsweise benutzte Pumpe anderer Bauart mit nur einem Doppelventil für die vorliegenden Verhältnisse nicht bewährte. Abgesehen von der Unmöglichkeit, abwärts zu pumpen, ging bei dieser Pumpe auch die Leistung bei längeren nur steigenden Rohrleitungen außerordentlich stark zurück, weil die Luftbläschen, die durch den sehr großen Pumpendruck bei langer steigender Rohrleitung zusammengedrückt werden, den Inhalt einer sehr langen Rohrleitung so elastisch machen, daß im Augenblick der Ventildrehung das Mischgut ruckartig durch den vorübergehend nach beiden Richtungen geöffneten Zylinder in den Aufgabetrichter zurückgedrückt wird. Diese Pumpenart war daher nur für kürzere Förderlängen und steigende Leitung verwendbar.

Es müssen jedoch auch einige nachteilige Eigenschaften, die allen Betonpumpen eigen sind, erwähnt und bei ihrer Verwendung berücksichtigt werden. Bei großer Förderlänge ist stets eine verhältnismäßig große Menge an Mischgut in der Rohrleitung enthalten, so daß unter Umständen das Mischgut erst 30 Minuten nach dem Anmachen oder auch noch später in der Schalung ankommt. Es muß dann besonders schnell verarbeitet werden, wenn es noch vor dem Beginn des Abbindens vollständig zur Ruhe kommen soll. Ferner läßt sich die Leistung der Pumpen nicht beliebig vermindern, wie es bei anderen Fördermitteln der Fall ist, weil Verstopfungen in den Rohrleitungen nur vermieden werden können, wenn der Inhalt dauernd in Bewegung bleibt. Wenn z. B. wegen beschränkter Abnahmefähigkeit in der Schalung oder wegen anderweitiger Betriebsstörungen die Beförderung eingeschränkt werden muß, ist durch Einlegen kurzer Pausen höchstens eine Verminderung der Leistung auf zwei Drittel der Volleistung zu erreichen. Bei stärkerer Verminderung tritt mindestens in der wärmeren Jahreszeit leicht ein Verstopfen der Leitung ein. Diese Erscheinung

² Vgl. M a a s k e u. H a m p e: Der Okerdüker unter dem Mittel-landkanal. Bautechn. 13 (1935) S. 133.

ist leicht erklärlich, wenn man berücksichtigt, daß bei einem derartig verzögerten Arbeiten das Mischgut in der Rohrleitung unter Umständen fast eine Stunde alt ist und dann bereits beginnt, anzuziehen. Man sollte daher den Gesamthalt der Rohrleitungen möglichst gering halten und den Rohrdurchmesser so klein wählen, wie es die Körnung der Zuschlagstoffe gerade noch zuläßt. Die ferner bei langen Rohrleitungen bestehende Abhängigkeit von den Lufttemperaturen ist sowohl in der heißen, wie auch in der kalten Jahreszeit oft sehr nachteilig. Hier kann jedoch nötigenfalls durch Isolierung teilweise Abhilfe geschaffen werden. Ein noch unbedingt verbesserungsbedürftiger Zustand ergibt sich bei der jetzt noch üblichen Säuberung der Rohrleitungen mit Druckluft. Die bei dem Durchdrücken des eingesetzten Papierpfropfens mit etwa 6 at Überdruck weit über das Bauwerk fortfliegenden Reste des Betons beschmutzen fertige Bauteile, Schalungen und was sonst noch in Schußweite liegt. Außerdem ist dieses Verfahren nicht ungefährlich, denn bei unvorsichtiger Handhabung oder auch bei Rohrbrüchen kann es leicht zu schweren Unglücksfällen führen.

Man findet häufig für den mit Pumpen beförderten Beton die Bezeichnung „Pumpbeton“. Da mit dem Pumpen des Betons kaum eine wesentliche Veränderung seiner Güte verbunden ist, scheint es richtiger zu sein, von einer derartigen Benennung abzusehen. Die vielleicht vermutete Verdichtung ist nicht sehr wahrscheinlich, weil ja die Luft des Betons beim Pumpen nur elastisch zusammengedrückt aber nicht daraus entfernt wird. Aber auch eine Verbesserung der Mischung in sich ist nicht möglich, falls in den Mischmaschinen die bestmögliche Mischung bereits hergestellt worden ist. Außer dem Vorteil, den die Betonpumpen als wirtschaftliches Fördermittel für geeignete Fälle bieten, kann man jedoch allgemein einen mittelbaren Vorteil noch darin erblicken, daß die Verwendung der Betonpumpen in bestimmten Grenzen zu einer Zusammensetzung und Konsistenz des Mischgutes zwingt, die zugleich die Gewähr für eine gute Verarbeitungsfähigkeit und damit für eine gleichmäßig gute Ausführung der Betonbauwerke bietet.

Im vorliegenden Falle war durch das Vorhandensein von vier Pumpen auf der Baustelle stets die Möglichkeit gegeben, bei Beschädigungen während des Betriebes Ersatzteile aus einer anderen Pumpe zu entnehmen. Sofern eine derartige Möglichkeit nicht besteht, sollte bei wichtigen Bauwerken stets für eine Reservepumpe gesorgt werden, wenn nicht schon von vornherein eine Besetzung der Mischstation mit wenigstens zwei Pumpen erforderlich ist oder die Möglichkeit einer anderen behelfsmäßigen Beförderung des Mischgutes im Notfalle besteht.

Die Betriebs- und Unterhaltungskosten der Betonpumpen und Rohrleitungen waren im vorliegenden Falle verhältnismäßig gering. Für die Unterhaltung kann ein Betrag von etwa 0,20 RM/m³ Beton bei mittlerer Lohnbasis angenommen werden. Auch der Verschleiß war nur gering. Da im ganzen etwa 140000 m³ Beton mit Pumpen befördert wurden und dafür vier Pumpen eingesetzt waren, hat jede Pumpe etwa 35000 m³ leisten müssen. Die mittlere Förderlänge hat dabei etwa 130—150 m betragen. Da im ganzen 500 m Rohrleitungen zur Verfügung standen, sind im Durchschnitt etwa 40000 m³ Beton durch jedes Rohr gepumpt worden. Nach dem äußeren Befund der Rohre kann angenommen werden, daß die Rohre mit Ausnahme der Krümmer bei einem gleichen Mischgut nochmals etwa die gleiche Leistung aushalten werden. Lediglich die Ventile der Pumpen erfordern eine laufende Ausbesserung durch Aufschweißen oder auch Erneuerung nach einigen Tausend Kubikmetern. Der unterschiedliche Einfluß der Mischung und Kornbeschaffenheit auf die Abnutzung der Rohre und Pumpen darf bei etwaigen Vergleichen jedoch nicht unberücksichtigt bleiben.

Die Verteilung des Betons auf die verschiedenen Trichter der Schüttrohre mit Segmentverschlüssen an den seitlichen Rohröffnungen hat sich gut bewährt. Abb. 7 zeigt diese im Betriebe. Die etwas außermittige Lagerung des Schieberdrehpunktes ist unbedingte Voraussetzung für ein leichtes Öffnen und Schließen der Schieber gegen den Pumpendruck. Neuere Versuche haben gezeigt, daß auch eine Gabelung der Rohrleitungen in zwei Leitungen mit einem spitzwinklig und symmetrisch angeordneten

Abzweigstück möglich ist, falls sich die Notwendigkeit zum gleichzeitigen Betonieren mit einer Pumpe an zwei verschiedenen Stellen in nicht zu großer Entfernung voneinander ergibt. Bei allen Maßnahmen dieser Art muß jedoch dafür gesorgt werden, daß das Mischgut auch in kurzen Rohrstrecken stets nur kurze Zeit in Ruhe bleiben darf, denn verstopfte Rohrleitungen führen leicht zu einer Stilllegung des ganzen Betriebes.

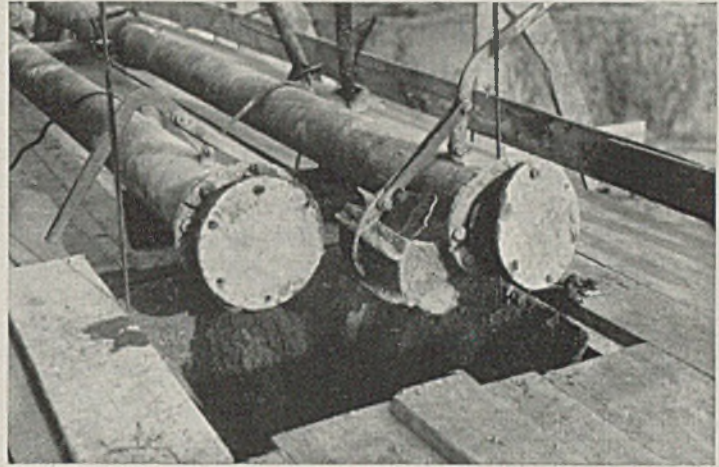


Abb. 7. Segmentverschlüsse an den Pumprohren.

Zu dem für das Einbringen des Betons in die Schalung vorgeschriebenen Verfahren kann festgestellt werden, daß es sich auch hier wieder gut bewährt hat und für ähnliche Verhältnisse empfohlen werden kann. Wie bereits erwähnt, hat sich das Verfahren aus Versuchen entwickelt, die beim Bau des Okerdükers angestellt wurden. Das Kontraktorverfahren für das Betonieren unter Wasser sollte damals auf das Betonieren in der Luft übertragen werden. Als sich bei diesen Versuchen herausstellte, daß es unmöglich war, den Beton im Schüttrohr in beliebiger Höhe zu halten und sich ferner zeigte, daß der herabstürzende Beton die tiefer liegenden bereits abbindenden Teile stark aufwühlte, wurden damals verschiedene Versuche zum Auffangen des Stoßes ausgeführt. Als beste Lösung ergab sich dabei die jetzt auch hier wieder angewandte.

Abb. 8 zeigt, wie auch schon bei Beginn des Betonierens das



Abb. 8. Beginn des Betonierens im Block.

Mischgut lavaähnlich nach allen Seiten ruhig aus dem Schüttrohr austritt und durch die seitlich wirksam gemachte Stoßkraft der nachstürzenden Betonmassen von der Rohrmündung fortgeschoben wird. Erst wenn die Stoßkraft nicht mehr wirksam ist, stellt sich ein etwa 1:7 bis 1:8 geneigtes Gefälle des Betonspiegels ein. Mit dieser Neigung schiebt sich das Mischgut laufend bis gegen die Schalung. Da dieses teils schiebende, teils wälzende Fort-

bewegen für ein gutes Entweichen etwaiger Luftbläschen sorgt, sollte das Aufhängen der Schüttröhre stets so erfolgen, daß sich das Mischgut immer noch über eine kurze Entfernung fortbewegen muß, bevor es die endgültige Lage in der Schalung einnimmt. Es ist dann nur noch nötig, durch nicht zu tiefes Stochern unmittelbar an der Schalung die dort beim Anlegen des Betons eingefangenen Luftblasen zu entfernen. Im übrigen erfordert dieses Verfahren bei einem Mischgut, das so tragfähig ist, daß auch die groben Zuschlagstoffe noch ohne Entmischung gleichmäßig fortgeschleppt werden, einen außerordentlich geringen Aufwand an Handarbeit. Die Anzahl der Schüttröhre richtet sich nach der Form und Größe der Betonoberfläche. Bei den Kammermauerblöcken von rd. 15 m Länge und 9 m Breite am Fuß waren drei Schüttröhre noch ausreichend. Ein seitliches Verschwenken der Schüttröhre ist nur selten notwendig und sollte möglichst vermieden werden, weil es die Gleichmäßigkeit des selbsttätigen Ablaufens der Betonmassen vom höchsten Punkt des Spiegels aus nur unnötig stört. Im ganzen kann festgestellt werden, daß mit diesem Verfahren ein außerordentlich einfaches und sauberes Betonieren in einem Arbeitsgange bis zur vollen Höhe des Betonkörpers möglich ist und damit eine wesentliche Voraussetzung für die Forderung nach einem Betonieren ohne jede Arbeitsfuge erfüllt erscheint. Aus Abb. 8 ist auch ersichtlich, daß bei dem Verfahren im Gegensatz zu der Verwendung von Schurren keinerlei Entmischung eintritt. Besonders vorteilhaft ist das Verfahren dann, wenn sich in den Betonkörpern dichte Eiseneinlagen befinden, wie es hier bei den Schleusenhäuptern der Fall war, und ein vorzeitiges Bespritzen der Eisen und der Schalung mit Mörtel unbedingt vermieden werden muß.

Die von der Bauverwaltung zunächst vorgeschriebene Geschwindigkeit des Betonierens wurde während der Ausführung erhöht, weil sich dann bei größeren Oberflächen die Bedingung leichter erfüllen ließ, daß der Beton laufend frisch auf frisch eingebracht werden sollte und dadurch außerdem bei der Verarbeitung an der Schalung die Gefahr vermindert wurde, daß beim Stochern schon abbindende Teile aufgewühlt wurden. In der wärmeren Jahreszeit wurde daher etwa mit einer Schichthöhe von 25 cm/h gearbeitet und bei schmalen Bauteilen wurde mit Rücksicht auf die Pumpenleistung bei entsprechend dichter Anordnung der Schalungsanker auch noch darüber hinausgegangen. Zur Vermeidung eines unzulässigen Schalungsdruckes wurde jedoch darauf gesehen, daß sich ein Sondiereisen höchstens bis auf 1 m Tiefe mit Gewalt in die Betonoberfläche eindrücken ließ.

Im Durchschnitt war es möglich, die Kammermauerblöcke mit 1000 m³ Beton in 60 Arbeitsstunden herzustellen. Dabei arbeiteten zunächst beide Mischmaschinen und beide Pumpen einer Station bis zur Erreichung des schmalen Querschnittsteiles der Blöcke. Sodann arbeitete eine Mischmaschine und eine Pumpe zunächst voll und bei weiter abnehmender Oberfläche mit gedrosselter Leistung. Bei besonders großen Baukörpern, wie z. B. bei den Unterhäuptern, wurde die notwendige Leistungserhöhung dadurch erreicht, daß von der zweiten nächstgelegenen Mischstation ein Maschinensatz mit eingesetzt und die Pumprohrleitung von hier aus über größere Länge herangeführt wurde. Hierbei mußte dann jedoch das Heben des Mischgutes zum Teil mit dem Baukran in Kübeln erfolgen.

4. Schalung.

Als Schalung wurde für die Schleusenammern und die Ansichtsflächen der Häupter Stahlschalung und für die Ufer- und Sparbeckenmauern und sonstigen Betonkörper Holzschalung verwendet. Für die gewöhnlichen Kammermauerblöcke hatte die ausführende Firma außerdem Fachwerkbinder aus Stahl für die Abstützung der Stahlschalung beschafft. Diese Binder wurden nach Möglichkeit auch bei den Unterhäuptern benutzt. Bei den Oberhäuptern und bei den unregelmäßig geformten Kammermauerblöcken in der Mitte der Schleusen für die Umläufe zu den Sparbecken erfüllten Holzbinder den Zweck in gleich guter Weise.

Bei der Stahlschalung kam die Bauart Luchterhand zur Anwendung. Abb. 9 zeigt den Aufbau der Stahlschalung von außen. Die normale Schalttafel hatte eine Höhe von 1 m und eine Länge

von 1,50 m. Die Tafel besteht aus 2 mm starkem Stahlblech, das an den Rändern zu einem 50 mm breiten Rand umbördelt ist. Durch die Umbördelung wird die Platte am Rande versteift und werden zugleich die hinter der Platte liegenden Aussteifungen aus schmalen U-Eisen-Profilen aus gepreßtem Blech festgehalten. Die Steifigkeit der Platte hat sich als sehr gut erwiesen. Abb. 10 zeigt die Stahlschalung von innen. Hier sind auch die kräftigen Anker in der Querrichtung des Blockes und die Betonschüttröhre gut erkennbar. Abb. 11 zeigt die fertige Stahlschalung mit Stahlbindern für einen Kammermauerblock.

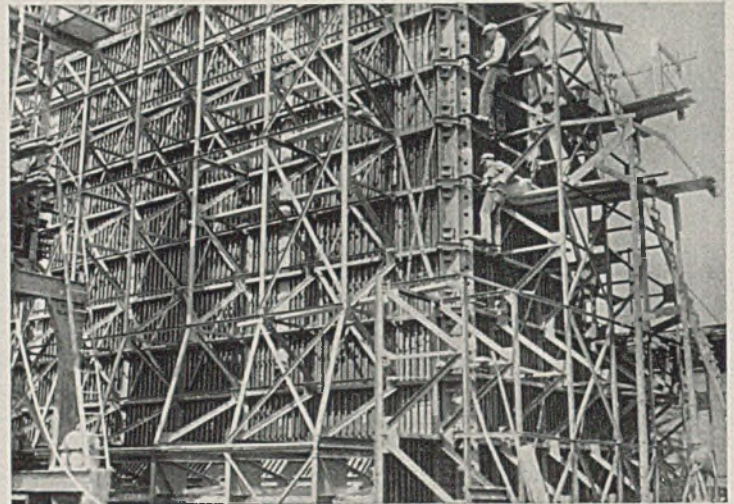


Abb. 9. Stahlschalung, außen.

Abb. 12 und 13 geben einige ausgeschalte und einige noch in Schalung stehende Kammermauerblöcke wieder. Der Beton wurde in den Ansichtsflächen weder verblendet noch bearbeitet, sondern überall so wie er aus der Schalung kam, gelassen. Die Ansichtsflächen sind dabei sowohl bei der Stahlschalung wie auch bei der gehobelten und gespundeten Holzschalung so sauber herausgekommen, daß mit einer Bearbeitung im allgemeinen nicht viel hätte verbessert werden können. Bei Holzschalung war dieses jedoch nur

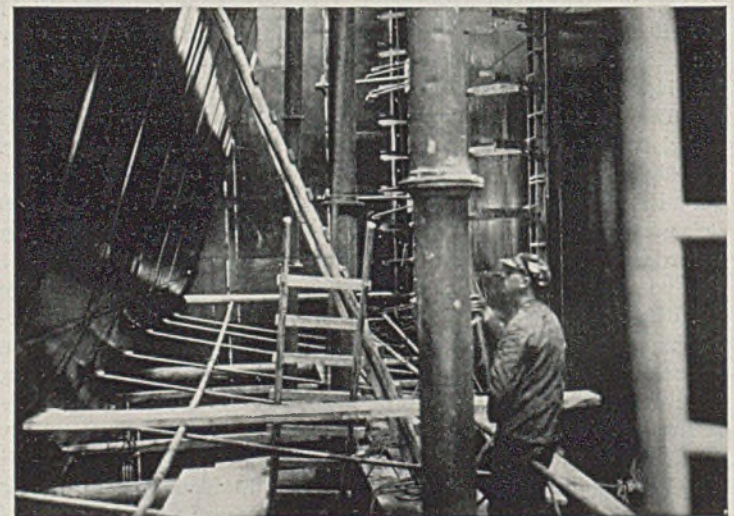


Abb. 10. Stahlschalung, innen.

erreichbar, wenn diese für die Ansichtsflächen zweimal oder höchstens dreimal verwendet wurde. Die Stahlschalung ergibt bei gutem Mischgut besonders glatte und ruhig wirkende Ansichtsflächen, wie auf den Abbildungen zu ersehen ist. Bei wiederholter Benutzung behält sie diese Fähigkeit jedoch, ebenso wie gehobelte Holzschalung, nur, wenn sie stets gründlich gesäubert und mit Schalungsöl behandelt wird. Andernfalls bildet sich sehr bald eine feste Schicht aus Zementschlemme auf der Schalung. Als Vorteil der Stahlschalung

kann also angesehen werden, daß sie auch bei zahlreicher Benützung ohne Bearbeitung des Betons gute Ansichtsflächen ergibt und sich außerdem eine gute architektonische Wirkung damit erzielen läßt.

Die Wirtschaftlichkeit der Stahlschalung ist abhängig von der Häufigkeit der Verwendungsmöglichkeit in unveränderter Form.

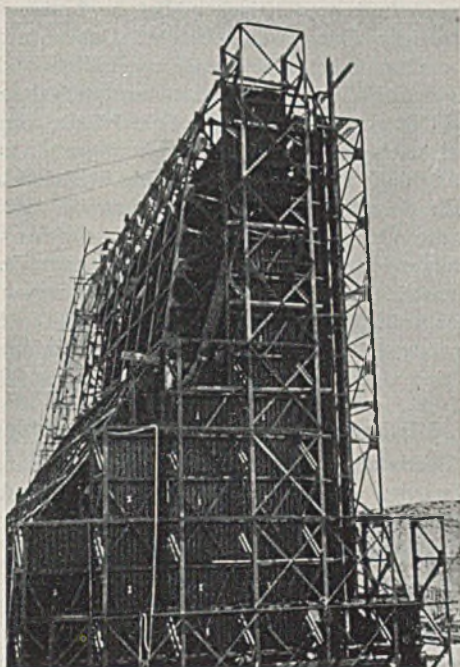


Abb. 11. Stahlschalung, fertiger Block.

Bei den Schleusen Allerbüttel sind die Tafeln im Durchschnitt etwa zomal benutzt worden. Die Wirtschaftlichkeit der Holzschalung wurde trotzdem noch nicht erreicht. Diese Frage ist jedoch von den jeweils gültigen Preisen für Stahl und Holz abhängig. Da Stahlschalung nur wenig anpassungsfähig an die Form verschiedener Beton-

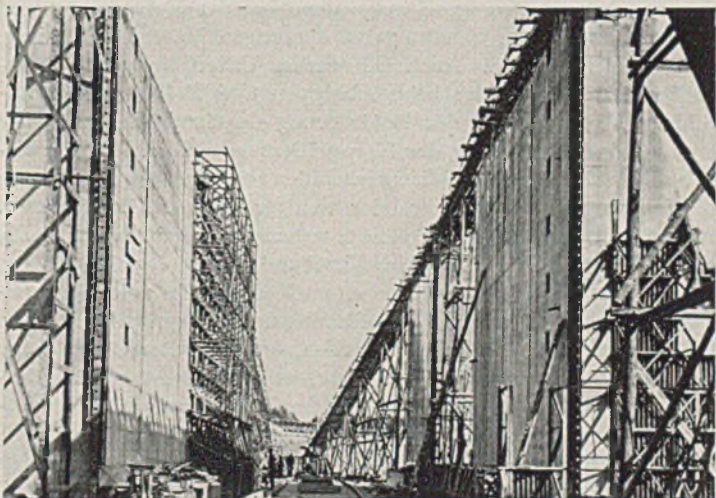


Abb. 12. Ausgeschalte Blöcke von vorn.

körper ist, kann sie allseitig nur für solche Baukörper in Frage kommen, die sich in vollständig gleicher Form sehr oft wiederholen. Es erscheint jedoch auch möglich, sie in wirtschaftlicher Weise für die bei vielen Bauwerken immer wieder vorkommenden ebenen Ansichtsflächen zu verwenden, wenn bereits bei dem Entwurf derartiger Bauwerke auf die Abmessungen der üblichen Stahlschalung Rücksicht genommen wird. Eine dabei notwendige Ergänzung kleinerer Ansichtsflächen kann mit 2 mm starkem Blech erfolgen, das mit Langlöchern auf Holzunterlage so verschiebbar aufgeschraubt wird, daß ein Verwerfen nicht eintreten kann. Im übrigen aber muß für verschnittene Flächen nach den gemachten Erfah-

rungen stets der Holzschalung der Vorzug gegeben werden, weil für solche Flächen Verschnitt und Arbeitsaufwand bei Stahlschalung zu groß werden. Bei der Verwendung von Stahlschalung ist schließlich noch zu beachten, daß sie den frischen Beton unmittelbar unter der Schalung erheblich weniger als Holzschalung gegen Temperatureinflüsse schützt. Besondere Vorsicht ist daher beim Betonieren in der Nähe der Frostgrenze geboten.

Bei dem Betonieren großer und hoher Blöcke in einem Arbeitsgange tritt erheblicher Schalungsdruck auf, der zu entsprechenden Verformungen der Schalung führt. Außer den Durchbiegungen der in den Schalungsflächen liegenden Konstruktionsteile verlängern

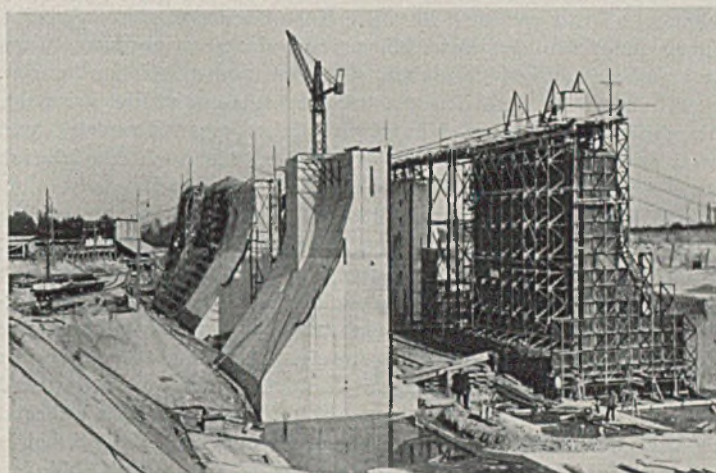


Abb. 13. Ausgeschalte Blöcke von der Querseite.

sich auch die Anker um ein beachtliches Maß. Diese Verlängerung beträgt z. B. bei Ankern von 14—15 m Länge, wie sie bei den Schleusen Allerbüttel sehr häufig vorkamen, schon bei gewöhnlicher Beanspruchung der Anker etwa 10 mm. Da die Verformungen der Schalung besonders bei Holzkonstruktionen sehr oft ruckartig auftreten, führen sie häufig zu einem Überschieben der teils schon abgebundenen Schichten in den Außenflächen mit einer entsprechenden Zerstörung der Betonfestigkeit bis in größere Tiefen. Um dieses zu vermeiden, wurden die Anker beim Betonieren laufend nachgespannt. Dieses geschieht bei geeigneter Ausbildung am einfachsten durch Drehen der Ankerköpfe von außen, sobald der Betonspiegel in der Schalung 30—50 cm hoch über den Anker gestiegen ist. Im vorliegenden Falle waren bei den Stahlbindern aus konstruktiven Gründen für das Nachspannen Keile vorgesehen. Diese haben sich jedoch im Vergleich mit Gewinden nicht gut bewährt.

Ferner war zu beachten, daß schon beim Betonieren größerer Blöcke ein erhebliches Setzen eintritt. Da dieses infolge der ungleichmäßigen Bodenpressung an der Vorder- und Hinterkante verschieden groß war, wurde die Schalung so überhöht, und auch nach rückwärts so geneigt aufgestellt, daß zum Schluß hinreichend genaue Lotstellung vorhanden war.

5. Die Arbeitsfugen.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß als schwächster Punkt der Betonbauwerke hinsichtlich der Güte des Betons in der Regel die Arbeitsfugen gelten müssen, denn erfahrungsgemäß beginnt sowohl bei dem Beton, auf den aggressives Grundwasser einwirken kann, wie auch bei den Bauwerken, die den Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, die Zerstörung fast ausnahmslos in den Rändern der Arbeitsfugen. Das mangelhafte Aussehen der Arbeitsfugen in zahlreichen älteren Betonbauwerken, deren Lage häufig ohne jede organische Beziehung zu der Form des Bauwerks entweder willkürlich oder auch einfach in Abhängigkeit von der Schichtleistung gewählt wurden, hat auch wesentlich zu der Forderung mancher Stellen nach einer Verblendung oder werksteinmäßigen Bearbeitung des Betons beigetragen und sogar die grundsätzliche Ablehnung der

Betonbauweise für sichtbare Bauteile seitens anderer Stellen veranlaßt. Bei den Schleusen Allerbüttel mußte der Frage der Arbeitsfugen erhöhte Bedeutung beigemessen werden, denn die Betonmassen dieses Bauwerks sind im großen Umfange dauernd und allseitig den Einflüssen wechselnder Wasserstände und den Witterungseinflüssen ausgesetzt, und im Gegensatz zu vielen anderen Wasserbauwerken bleiben hier die Betonmassen in einem außergewöhnlich großen Umfange als geschlossenes, wirkungsvolles Bauwerk sichtbar. Da eine Verblendung oder Bearbeitung der Ansichtsflächen einerseits wegen der damit verbundenen Kosten, andererseits aber auch wegen ihres sehr zweifelhaften Wertes für die hier vorliegenden Verhältnisse nicht vorgesehen war, wurde von vornherein die Bedingung gestellt, die einzelnen Betonkörper im allgemeinen ohne jede Unterbrechung in voller Höhe herzustellen und Arbeitsfugen innerhalb der Betonkörper nur dann anzuordnen, wenn sie aus schalungstechnischen Gründen unvermeidbar waren. Soweit hiernach Arbeitsfugen zulässig waren, wurde versucht, die ihnen anhaftenden Mängel möglichst einzuschränken, und zwar sowohl hinsichtlich der Betongüte, wie auch hinsichtlich ihres Aussehens in den sichtbar bleibenden Flächen.

Die geringere Betongüte in den Arbeitsfugen ist zum großen Teil bedingt durch die minderwertige Beschaffenheit der oberen Schicht des unteren Betons, auf der meistens nach dem Abkehren der lose liegenden Teile weiter betoniert wird. Die Minderwertigkeit dieser oberen Schicht, die sich teils aus der Ansammlung von Zementschlamm, teils aus einer Anreicherung an Wasser und teils auch aus Witterungseinflüssen auf natürlichem Wege ergibt, wird häufig noch künstlich dadurch erhöht, daß entweder noch während des Abbindens die Oberfläche aufgeraut und der Mörtel dabei in größerer Schichtstärke zerstört oder aber bald nach dem Abbinden der Zementschlamm abgekehrt oder abgekratzt und dabei der Verband der größeren Zuschläge mit dem Mörtel mangels hinreichender Haftfestigkeit in diesem Zeitpunkt auf größere Tiefe gelockert wird. Auch schon durch das Betreten der Flächen im frischen Zustande werden ähnliche Schäden in der oberen Schicht verursacht. Mit dem üblichen Abkehren kurz vor dem Weiterbetonieren ist es aber nicht möglich, die so gelockerten Zuschläge und den porös gemachten Mörtel zu entfernen. Um die Bildung einer minderwertigen Schicht durch derartige Verfahren auszuschließen, wurde die Oberfläche des unteren Betons bei den Schleusen Allerbüttel zunächst so gelassen, wie sie sich nach dem Betonieren ergab. Lediglich an den Rändern wurde in genau vorgeschriebener Höhenlage noch vor dem Beginn des Abbindens ein schmaler Randstreifen roh abgezogen. Erst nach hinreichender Erhärtung, frühestens also nach etwa 2—3 Wochen, wurde sodann von der ganzen Fläche mit dem Preßluftmeißel eine dünne Schicht abgestemmt, wodurch der meistens sehr müde Zementschlamm entfernt und vollständig gesunder Beton freigelegt wurde. Dieses Abstemmen durfte grundsätzlich erst dann geschehen, wenn die Festigkeit des Betons bereits so groß war, daß die Zuschläge nicht mehr gelockert, sondern durchgeschlagen wurden. An den Rändern der Fläche wurde in 10 cm Breite und genau waagerechter Linie mit dem Handmeißel ein rechtwinklig zur Außenfläche stehender Streifen besonders sorgfältig abgearbeitet, um das häßliche Ausspringen der Kanten zu vermeiden. Nach dem Abkehren der abgestemmteten Betonteile wurde mit Druckluft der feine Mörtelstaub abgeblasen und vor dem Weiterbetonieren die Arbeitsfläche nochmals mit Druckwasser gründlich abgespritzt. Der frische Beton wurde sodann in gleicher Mischung, nur etwas weicher angemacht, auf die Fläche gebracht und mit Gummistiefeln gut in diese eingetreten und an den Rändern eingestampft, um die in der rauhen Oberfläche haftenden Luftbläschen zu entfernen.

Auf die mit diesem Verfahren in den Arbeitsfugen erreichte Dichtigkeit wird unter Abschnitt 6 noch eingegangen werden. In den Ansichtsflächen sind die sonst in Arbeitsfugen üblichen Kalkausscheidungen bis jetzt nicht aufgetreten und, da auch die Schalung für den aufbetonierten Teil mit Ankern kräftig angepreßt wurde, sind die Fugen an den meisten Stellen fast nicht zu sehen.

Nach den gleichen Gesichtspunkten wie bei den Arbeitsfugen wurde auch beim Ausbessern von Fehlstellen, die sich vereinzelt

bei ungenügender Verarbeitung der Mischgüter an der Schalung und auch aus anderen Ursachen zeigten, verfahren. Falls die Beschaffenheit des Betons in solchen Stellen nach Augenschein und Klang beim Abklopfen nicht ein tieferes Ausstemmen erforderlich machte, wurde mindestens eine 10 cm tiefe Schicht mit waagrecht und lotrecht verlaufenden, rechtwinklig zur Außenfläche stehenden Kanten abgestemmt und frischer Beton hinter vorgesetzter Schalung in kleinen Flächen eingebracht. Dabei wurde die Schalung durch vorher einbetonierte Anker gehalten und der Beton durch kräftiges Anziehen der Ankermuttern nach dem Einbringen fest auf seine Unterlage gepreßt. Die Schichthöhe von mindestens 10 cm hat sich nach den gemachten Erfahrungen als notwendig erwiesen, weil in dünnerer Lage ausgebesserte Stellen sehr oft wieder abplatzen. Ein derartiges Abplatzen kann sowohl durch Schwind- und Temperaturspannungen wie auch durch Gefrieren des in der Arbeitsfuge angereicherten Wassers verursacht werden. Diese Wirkungen können sich um so leichter einstellen, je näher die Arbeitsfuge unter der Außenfläche liegt, weil hier sowohl das Schwindmaß und Temperaturgefälle wie auch die Wasseraufnahme von außen ungünstiger sind als in größerer Tiefe.

6. Mischungsverhältnis und Güte des Betons.

Bei der Bestimmung des Mischungsverhältnisses mußte gleichfalls berücksichtigt werden, daß es sich überwiegend um Betonkörper handelt, die allseitig und ständig wechselnden Wasserständen und infolge ihrer beiderseits freien Lage den Witterungseinflüssen stark ausgesetzt sind. Es wurde daher neben einer ausreichenden Festigkeit an erster Stelle die Herstellung eines dichten Betons gefordert. Diese Forderung kann aber für ein Gesamtbauwerk dieser Größe nur erfüllt werden, wenn der Aufbau der Betonmischung nicht nur in den sorgfältig hergestellten Versuchskörpern eine gute Dichtigkeit ergeben hat, sondern dieser Aufbau auch ein Mischgut ergibt, das in sich die Erhaltung einer möglichst großen Gleichmäßigkeit der Mischung bei der Beförderung selbst bis in die äußersten Ecken der Schalung gewährleistet. Bei allen Betrachtungen über den Aufbau des Betons wurde daher nicht außer acht gelassen, daß es kaum ein Mittel gibt, die bei dem Versuch erzielte Gleichmäßigkeit der Mischung in der Praxis dauernd herzustellen, geschweige denn bei der Beförderung und Verarbeitung in der Schalung bei derartigen Massen vollständig aufrecht zu erhalten. Auch bei starker Unterteilung der Korngrößen läßt sich weder beim Abkippen und Befördern der Zuschlagstoffe, noch bei der Beförderung des fertigen Mischgutes eine gewisse Verlagerung der Korngrößen vermeiden. Unter anderen zeigen auch fast alle Mischmaschinen schon bei der Entleerung die Neigung zu einer mehr oder weniger starken Entmischung. Auch schnelllaufende Förderbänder trennen bei der Abgabe in die Sammelbehälter in der Regel in Mörtel und gröbere Zuschläge. Vom Standpunkt der Praxis aus gesehen muß daher neben einem grundsätzlich richtigen Aufbau die Forderung nach einem dichten Beton bei Massenbeton gleichgesetzt werden, erstens mit der Forderung nach einem Mischgut, das sich selber weitgehend gegen Entmischung schützt und zweitens mit der Forderung nach einer Beförderungsart, die ein stärkeres Entmischen der Zuschlagstoffe und des Mischgutes ausschließt. Wenn die erste dieser beiden Forderungen erfüllt ist, ist im allgemeinen der Beton auch so aufgebaut, daß die Versuchskörper eine ausreichende Dichtigkeit ergeben, obwohl die Sieblinie und damit die Festigkeit oft noch verbesserungsfähig erscheint. Wenn in bestimmten Fällen im Eisenbetonbau besonders hohe Anforderungen an die Festigkeit und damit an die Kornzusammensetzung eines Betons gestellt werden müssen, ist zur Erhaltung oder Wiederherstellung der gleichmäßigen Mischung in der Schalung ohnehin umfangreiche Handarbeit nötig. Wenn aber derartig gesteigerte Festigkeiten nicht erforderlich sind, sollte versucht werden, den Aufbau der Körnung, die Verarbeitungsfähigkeit des Mischgutes und das Betonierverfahren als drei gleichgewichtige Faktoren zu behandeln, denn es würde z. B. zwecklos und unwirtschaftlich sein, die Kornzerlegung und -zusammensetzung weiter zu treiben als in der fertigen Mischung gleichmäßig aufrecht erhalten werden kann, oder als es auch

das jeweils gewählte Betonierverfahren verträgt. In diesem Sinne ist aber erfahrungsgemäß eine Kornzusammensetzung, die an der oberen Grenze des noch zulässigen Bereichs der Sieblinie liegt, günstiger als eine solche in dem besonders guten Bereich oder gar an dessen unterer Grenze. Für den Beton der Schleusen Allerbüttel wurde die Sieblinie entsprechend hoch liegend gewählt.

Als Grundlage für die Zuschlagstoffe stand ein großes Kiessandvorkommen in etwa 12 km Entfernung von der Baustelle zur Verfügung. Die einzelnen Lagen dieses Vorkommens waren hinsichtlich der Korngröße nicht sehr gleichmäßig. Trotzdem wurde auf ein Absieben in verschiedenen Körnungen verzichtet, weil mit Rücksicht auf die Wichtigkeit des Feinstkornes für die Dichtigkeit und Verarbeitungsfähigkeit Wert darauf gelegt wurde, auch dieses Feinstkorn, das bei der Naßsiegung abgeschwemmt worden wäre, zu erhalten. Es wurde daher lediglich der über 70 mm hinausgehende Kornanteil sofort beim Laden des Kiessandes mit einer fahrbaren Siebanlage in wirtschaftlichster Weise ausgesondert. Um nun aber die Körnung 0/70 mm möglichst gleichmäßig gemischt zu erhalten, wurde erstens bei der Gewinnung in hohen Baggerschnitten gearbeitet. Durch die Siebung beim Laden erfolgte eine zweite und durch das Abkippen von einer hohen Kippe auf dem Lagerplatz schließlich eine dritte Mischung der Körner. Der so hergestellte Lagerbestand an Kiessand hatte in größeren Proben einen mittleren Kiesanteil 7/70 mm von rd. 14%. Als oberer und unterer Wert wurden 17 bzw. 11% festgestellt. Auf die Ermittlung der Kornzusammensetzung in größeren Proben wurde Wert gelegt, weil die an den üblichen kleinen Proben festgestellten Ergebnisse wegen der örtlichen Entmischung im allgemeinen sehr fehlerhaft sind. Ein richtiges Bild von der Kornzusammensetzung kann nur aus einer Menge gewonnen werden, die der üblichen Füllung der Mischmaschinen entspricht. Durch Zusatz von Weserkies 7/70 mm, der auf dem Wasserwege bis auf die Baustelle gebracht werden konnte, wurden die Zuschlagstoffe so ergänzt, daß sich zwischen Sand 0/7 und Kies 7/70 mm annähert das Verhältnis 1 : 1 ergab.

Als Bindemittel wurden 300 kg Traßzement 30/70 auf 1 m³ Beton zugesetzt. Dieser Traßzement zeigte anfänglich erhebliche Schwankungen hinsichtlich seiner Anteile an Traß und Zement, weil es infolge der ungleichen Korngröße, Härte und Schwere der Rohstoffe Traß und Klinker unmöglich war, diese in den Kugelmühlen sofort so gleichmäßig zu vermahlen, daß der anfallende Traßzement die erforderliche Gleichmäßigkeit besaß. Nach mehreren vergeblichen Versuchen des Lieferwerkes wurde schließlich die Gleichmäßigkeit dadurch hergestellt, daß der Traßzement längere Zeit durch laufendes Umlagern in den Silos auf dem Lieferwerk nachgemischt wurde. Auf diese Weise war es dann möglich, den aus den Rohstoffkomponenten für die Mischung 30/70 errechneten mittleren Gehalt von 47% CaO auf $\pm 2\%$ genau einzuhalten.

Erwähnt sei noch das Auftreten eines Schnellbinders. Ein größerer Teil der Bindemittel hatte sich während der Lagerung kurz vor dem Verbrauch zu einem außerordentlich starken Schnellbinder entwickelt. Da dieses erst beim Betonieren bemerkt wurde, konnte ein Zubetonieren der Pumpen und Rohrleitungen nur mit Mühe verhindert werden. Nach etwa drei Monaten ist dieser Schnellbinder dann ziemlich plötzlich wieder zum Normalbinder zurückgeschlagen. Die Ursache der vorübergehenden Entwicklung zum Schnellbinder konnte trotz eingehender Untersuchung an drei verschiedenen Prüfstellen nicht sicher festgestellt werden.

Es ist die Frage aufgeworfen worden, ob es in Anbetracht der Schwierigkeiten, die sich bei der Herstellung einer gleichmäßigen Mischung des Bindemittels „Traßzement“ ergaben, nicht richtiger gewesen wäre, die beiden Stoffe Zement und Traß erst auf der Baustelle vorzumischen und dann zuzusetzen. Vor der Anwendung dieses heute noch oft üblichen Verfahrens sollte jedoch stets daran gedacht werden, daß dieses unter Umständen sehr gefährlich ist. Wenn die Vormischung in der Weise erfolgt, daß jedesmal nur die Menge von dem einen und dem anderen Bindemittel gemischt wird, die geschlossen der Betonmischmaschine zugesetzt werden soll, mag es noch zulässig sein. Falls die Vormischung

jedoch — was meistens der Fall ist — zunächst in ein Silo arbeitet, und erst aus diesem die zu den einzelnen Betonmischungen benötigte Menge des Gemisches wieder abgefüllt wird, ist keinerlei Gewähr vorhanden, daß tatsächlich innerhalb der Einzelmischung die Bindemittel im richtigen Verhältnis vorhanden sind, weil erstens eine vollständig gleichmäßige Mischung beim Vormischen nicht sicher erreicht wird und besonders trotz guter Aufsicht ein Irrtum bei der Aufgabe am Vormischer nicht ausgeschlossen ist. Es ist daher sicherer, die Bindemittel genau nach den Einzelgewichten getrennt der Betonmischmaschine zuzuführen. Das etwaige Fehlen eines Bindemittels wird dann an der fertigen Mischung sofort bemerkt. Da Versuche ergeben haben, daß die Festigkeit des so hergestellten Betons mindestens die gleiche ist, wie die mit Vormischen erzielte, sollte das Vormischen auf der Baustelle aufgegeben werden. Es würde dann von Fall zu Fall nur die Frage geprüft werden müssen, ob entweder das Bindemittel gemischt im Lieferwerk herzustellen und in den Silos nachzumischen ist, oder die vollständig getrennte Zugabe auf der Baustelle wirtschaftlicher erscheint. Im ersten Falle ist eine sichere Kontrolle der Gleichmäßigkeit durch Analysen an Stichproben möglich und im zweiten Falle können durch getrennte Lagerung und getrenntes Abwiegen und Zuführen der Bindemittel zur Maschine Irrtümer mit größter Sicherheit ausgeschlossen werden.

Durch einen Wasserzusatz von rd. 9% vom Gewicht des Trockengemisches der Baustoffe ergab sich ein breiiges zähes Mischgut, das weder in den Sammelbehältern und den Pumprohrlösungen, noch bei der Fortbewegung in der Schalung eine Neigung zur Entmischung zeigte und daher in gleichmäßiger Beschaffenheit bis in die äußerste Ecke der Schalung gelangte. Die Konsistenz des Mischgutes wird am besten durch die Angabe gekennzeichnet, daß es sich erstens in der Schalung bei größerer Höhe der weichen Schicht mit einer Oberflächenneigung von

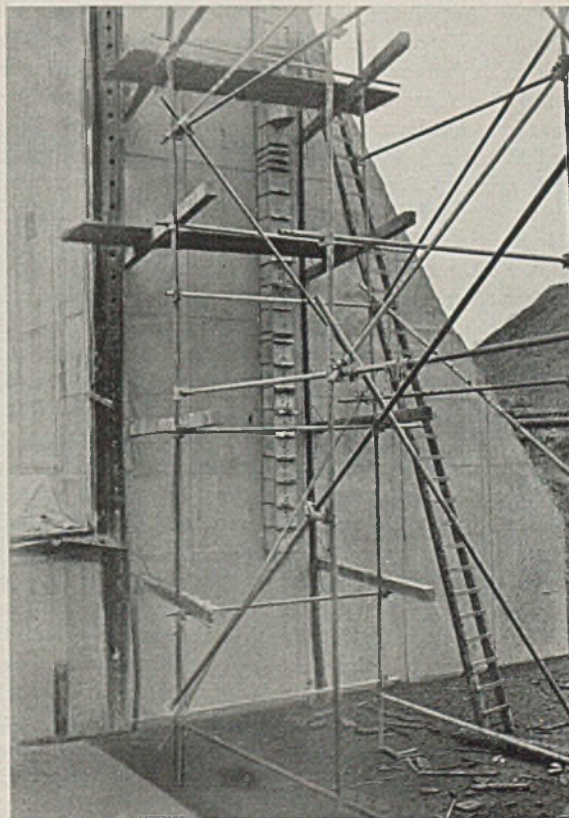


Abb. 14. Anbetonierte Probewürfel.

1 : 7 bis 1 : 8 einstellte und zweitens trotz ununterbrochenen Betonierens bis zu 15 m Höhe auf der Oberfläche kein Wasser ausschied. Diese Konsistenz entspricht einem Ausbreitmaß von etwa 45 cm.

Zum Nachweis der erzielten Betongüte wurden laufend die üblichen Normenwürfel hergestellt und in verschiedenen Altersstufen gedrückt. Größere Bedeutung wurde jedoch den unmittelbar an die Betonkörper anbetonierten Probewürfeln beigegeben. Auf Abb. 14 ist ein Teilstück einer solchen Würfelreihe an einem Kammermauerblock zu erkennen. Diese Reihen wurden ebenso, wie es bereits früher bei anderen Bauwerken geschehen war, unmittelbar in der Schalung vorgesehen und gleichzeitig mit dem Hochbetonieren des Blockes gefüllt. Sobald der Betonspiegel etwas über die Oberkante eines Würfels von 30 cm Höhe gestiegen war, wurde von außen waagrecht ein Blech zur Unterteilung eingeschoben. Im übrigen wurden die anbetonierten Reihen genau so behandelt wie der Bauwerksbeton selber. Nach etwa zwei Monaten wurden die Würfel abgestemmt und im Freien ohne weitere Behandlung gelagert. Im Alter von 90—180 Tagen wurden sie dann in der Prüfanstalt gedrückt mit den auf Abb. 15 dargestellten

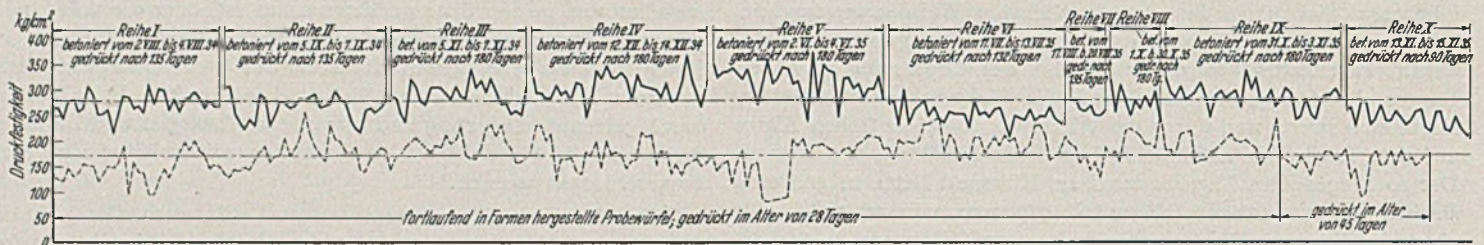


Abb. 15. Betondruckfestigkeiten. Untere Linie = Festigkeiten der Normenwürfel. Obere Linie = Festigkeiten der anbetonierten Würfel.

Ergebnissen. Die einzelnen Würfelreihen zeigen jedesmal in sich eine verhältnismäßig große Gleichmäßigkeit der Festigkeit. Die Unterschiede in der mittleren Festigkeit der einzelnen Reihen ergeben sich teils aus dem verschiedenen Alter und teils aus den Schwankungen in der Normendruckfestigkeit der Bindemittel, die im Alter von 28 Tagen bei kombinierter Lagerung zwischen 424 und 600 kg/cm² lag. Auffallend ist die erheblich größere Festigkeit und die Gleichmäßigkeit der Festigkeit dieser anbetonierten Würfel gegenüber den in der unteren Linie dargestellten Festigkeiten der Normenwürfel im Alter von 28 und 45 Tagen. Bei den Normenwürfeln wurden teils Festigkeiten von nur 80 kg/cm², bei den anbetonierten Würfeln jedoch in keinem Fall unter 200 kg/cm² ermittelt. Die mittlere Festigkeit betrug bei diesen nur 172 kg/cm² gegenüber 279 kg/cm² bei jenen Würfeln. Außerdem schwankte bei den Normenwürfeln die Festigkeit, bezogen auf die mittlere Festigkeit, um rd. 100%, während sich bei den anbetonierten Würfeln nur Schwankungen von 57% ergaben. Wenn auch die Nacherhärtung für die Normenwürfel bis zu dem gleichen Alter einen gewissen Ausgleich gebracht hätte, so erkennt man doch aus der bildlichen Darstellung, daß die im Alter von 28 Tagen gedrückten Würfel kein zutreffendes Bild von der wirklichen Güte des Betons ergeben. Bei wichtigeren Bauwerken sollte man sich daher zuverlässigere Werte von dem Bauwerksbeton durch anbetonierte Würfelreihen verschaffen, denn nur so ist es möglich, auch den Einfluß des Betonierverfahrens auf die Betongüte mit zu erfassen.

Die an den Würfelreihen frei gelegten Betonflächen zeigten ein gleichmäßiges Gefüge in ganzer Höhe der Blöcke und auch die größten Körnungen der Mischungen in richtiger Menge. Lediglich an zwei Stellen war ein Mangel an grobem Korn erkennbar, und zwar dort, wo das Mischgut durch Niederschläge oder auch aus Unachtsamkeit in der Bedienung zu wasserreich geworden war. Zur Feststellung der Dichtigkeit des Betons wurden etwa aus jedem fünften anbetonierten Würfel Platten von 10 cm Stärke gewonnen und mit 10 at Wasserdruck geprüft. Bei diesem ungewöhnlich hohen Prüfdruck blieben sämtliche Platten sowohl zu Beginn, wie auch nach mehreren Tagen auf der Unterseite vollständig trocken.

Besonders bemerkenswert ist hierbei noch das Prüfergebnis für eine Platte, die aus einem Würfel herausgeschnitten wurde, in dem eine waagerechte Arbeitsfuge lag, die in der unter Abchnitt 5 beschriebenen Weise hergestellt worden war.

Der Prüfungsbefund der Platte mit einer derartigen Arbeitsfuge lautet:

„Die Arbeitsfuge des aus dem Würfel 2 VIII herausgeschnittenen Platte war gegen 3 at Wasserdruck dicht. An den Schnittflächen sieht man die Arbeitsfuge nicht. Bei 5 at zeigte sich an zwei Stellen des unsichtbaren Verlaufs Feuchtigkeit. Bei 7 at Druck erfolgte geringe Zunahme der Feuchtigkeit längs der Arbeitsfuge von den beiden Plattenrändern nach der Mitte hin. Bei 10 at Druck weitere Zunahme der Feuchtigkeit wie vor. Dann entstand ein etwa 7—8 cm breiter feuchter Streifen, der jedoch in der letzten Woche allmählich wieder austrocknete.“ Dieser Befund zeigt, daß es möglich ist, in der angegebenen Weise auf der Baustelle hinreichend dichte Arbeitsfugen herzustellen. Er beweist aber auch, daß trotz erheblichem Arbeitsaufwandes die so hergestellten Arbeitsfugen dem übrigen Beton noch nicht gleichwertig sind und die Forderung, Arbeitsfugen möglichst zu vermei-

den, mithin sehr berechtigt ist, zumal auch noch mittelbare Schäden durch Arbeitsfugen im Beton verursacht werden, auf die hier nicht eingegangen werden kann.

Die Prüfungsergebnisse des Betons der Schleusen Allerbüttel können als umfassender Beweis für eine ausreichende und im Bauwerk auch überall gleichmäßig vorhandene Güte des Betons angesehen werden. Es ist nicht anzunehmen, daß durch eine stärkere Unterteilung der Körnung der verwendeten Zuschlagstoffe eine größere Gleichmäßigkeit erzielt worden wäre. Durch Zusatz bestimmter Körnungen hätte vielleicht der Aufbau des Betons theoretisch nach der Seite der Festigkeit noch verbessert werden können. Ob damit bei einem Zementgehalt von nur 210 kg/m³ Beton auch gleichmäßig eine Erhöhung der Festigkeiten im Bauwerk erzielt worden wäre, muß fraglich erscheinen. Es dürfte hier nach zulässig sein, in ähnlichen Fällen an der Verwendung von Kiessand für massige Betonbauwerke dann festzuhalten, wenn erstens der Sandanteil richtig aufgebaut ist, zweitens der Kies sand in sich hinreichend gleichmäßig gemischt ist oder mindestens bei der Gewinnung und Lagerung gut gemischt wird und drittens der Kiesanteil etwa 20 bis höchstens 25% nicht überschreitet. Durch Zugabe der fehlenden Kiesmenge wird dann ein hinreichend genaues Verhältnis von Sand: Kies erreicht werden können.

7. Das Einbetonieren der Eisenteile.

Die vielfach vertretene Auffassung, daß ein sofortiges Einbetonieren der Eisenteile in den Beton sehr schwierig und nicht hinreichend genau möglich sei, läßt einmal eine Stellungnahme zu dieser Frage auf Grund der an den Schleusen Allerbüttel gemachten Erfahrungen erwünscht erscheinen.

Aus den gleichen Gründen, aus denen Arbeitsfugen im Beton vermieden werden sollten, wurde auch das vielfach noch übliche Verfahren, die Eisenteile, die mit dem Beton in dauernde Verbindung zu bringen sind, nachträglich in Aussparungen einzusetzen und zu vergießen, nur in einigen Ausnahmefällen angewandt und im allgemeinen versucht, durch sofortiges Einbetonieren diese Teile unmittelbar mit den aus einem Guß hergestellten Betonkörpern zu verbinden. Die Haltekreuze, Poller, Scheuerleisten, der lotrechte und waagerechte Kantenschutz, die Kantenwinkel an den Dehnungsfugen und Treppenstufen, die Stützwinkel der Steigleitungen, die Kupferbleche in den Dehnungsfugen u. dgl. Teile wurden in richtiger Lage in die Schalung eingebaut und beim Hochbetonieren der Blöcke von den Betonarbeitern, die zu diesem

Zweck mit Gummihandschuhen ausgerüstet waren, so mit der Hand umhüllt und unterstopft, daß überall eine einwandfreie Verbindung und ein volles Anliegen gewährleistet war. Auch die schweren Anschlagrahmen der Hubtore in den Unterhäuptern und der Klapptore in den Oberhäuptern, die Anschlagrahmen der Rollkeilschützen in den Umläufen und die Anschlag- und Führungsrahmen der Notverschlüsse wurden in gleicher Weise in die Schalung eingebaut und unmittelbar einbetoniert. Lediglich bei den Sitzringen der Zylinderschützen in den Sparbecken und bei einem Teil der schwächeren Kantenwinkeln der Kabelkanäle erfolgte ein nachträgliches Einbetonieren in Aussparungen, weil bei der verhältnismäßig geringen Steifigkeit dieser Teile eine sichere Unterstüztung größere Schwierigkeiten machte.

Im ganzen wurden rd. 1200 t Eisenteile in der beschriebenen Weise mit gutem Erfolg unmittelbar einbetoniert. Die bei dem nachträglichen Einsetzen oft sehr fragwürdige Entfernung der Holzschalung aus langen Ankerlöchern, das umständliche Aufrauen der Aussparungsflächen und die häufig schwierige und daher leicht mangelhafte Ausfüllung der Aussparungen mit Beton wurden auf diese Weise vermieden. Ferner wurde an vielen Stellen der Bau großer Gerüste für das nachträgliche Einsetzen, das schwierige Befestigen der Schalung und das Nacharbeiten an den meistens sehr häßlich wirkenden Außenflächen der Betonverfüllung gespart. Wenn auch das sorgfältige Einhängen schwerer Eisenteile in die Schalung zunächst einen höheren Arbeitsaufwand erforderte als das Anbringen der Schalungskästen für die Aussparungen und in besonderen Fällen auch zusätzliche Montageeisen notwendig waren, so kann im ganzen doch festgestellt werden, daß das unmittelbare Einsetzen derartiger Eisenteile nicht nur technisch erheblich besser, sondern nach Einarbeitung der Facharbeiter auch wirtschaftlicher war als das nachträgliche Einsetzen in Aussparungen. Diese Feststellung ist im allgemeinen auch selbst dann noch gültig, wenn sich das eine oder andere Stück so verschieben sollte, daß es wieder abgenommen werden muß, denn in solchen Fällen ist es unmittelbar nach dem Ausschalen möglich, den noch frischen Beton mit geringem Arbeitsaufwand bis zu den Verschraubungen der betreffenden Teile an den Ankern auszustemmen und die Schraubenlöcher in den Ankern so nachzuschneiden, daß das Stück in richtiger Lage an den Ankern wieder befestigt und mit Beton hinterfüllt werden kann.

Nach den gemachten Erfahrungen ist bei diesem Verfahren jedoch neben einer allgemeinen Sorgfalt die Beachtung einiger besonderer Punkte von Bedeutung. Falls die Eisenteile unmittelbar an der Schalung befestigt sind, sollte die Befestigung nach dem Abbinden des Betons rechtzeitig soweit gelockert werden, daß durch die unterschiedliche Bewegung der Schalung gegenüber dem Beton infolge Sonnenbestrahlung, Feuchtigkeit oder anderer Ursachen keine Lockerung der Eisenteile verursacht werden kann. Unbedingt notwendig ist diese Maßnahme bei Teilen, die in der oberen Fläche des Betons liegen, wie es z. B. bei dem waagerechten Kantenschutz der Fall ist. Diese Teile müssen sofort nach dem Anziehen des Betons soweit freigegeben werden, daß sie sich bei dem Bewegen der Schalung gegenüber dem Betonkörper nicht mehr an der Schalung aufhängen und die gegenseitigen Verschiebungen vollkommen ungehindert erfolgen können. Zu diesem Zweck erfolgt die Aufhängung derartiger Teile am besten an Bolzen mit Muttern, weil mit diesen außerdem kurz vor dem Einbetonieren nochmals eine Berichtigung in der Höhenlage in einfacher Weise möglich ist. Um die Flucht längerer Teile, wie z. B. des oberen Kantenschutzes zu sichern, ist es ferner notwendig, unregelmäßige Verschiebungen der einzelnen Schalungsbinder durch einen steifen waagerechten Verband zwischen den Bindern auszuschließen, durch den zugleich auch die Herstellung ebener Ansichtsflächen des Betons gewährleistet wird. Wenn die einbetonierten Eisenteile mit der Außenfläche frei liegen, müssen sie ferner an den ersten Tagen nach dem Einbetonieren gegen Sonnenbestrahlung geschützt werden, weil andernfalls ihre Wärmedehnung zu einer Lockerung der Anker führen kann. Bei Anschlagrahmen und anderen Teilen, bei denen im allgemeinen die genaue Lage nur in einer Ebene notwendig ist, kann diese dadurch sicher erreicht werden, daß die Teile senkrecht

zu dieser Ebene und unabhängig von der Schalung nach außen verspannt werden, wobei diese Verspannung zweckmäßig so ausgebildet wird, daß kurz vor dem Einbetonieren nochmals eine Nachprüfung und Berichtigung der Lage erfolgen kann. Falls es darauf ankommt, den gegenseitigen Abstand von Rahmen, Führungsschienen oder ähnlichen Teilen genau einzuhalten, können Blindschützen und Lehren mit Erfolg Verwendung finden. Bei den einzubetonierenden Teilen selber ist es allgemein notwendig, mehr als es meistens geschieht, durch Anbringung von Löchern das Entweichen der Luft an allen Stellen zu ermöglichen, an denen sich andernfalls beim Einbetonieren Luftsäcke bilden können. Ferner sollte man breitere Flacheisenanker stets so verdrehen, daß sie im Beton hochkant stehen und die Befestigung der Anker an den Eisenteilen sollte mindestens immer mit zwei Schrauben erfolgen, damit die richtige Lage und feste Verbindung der Anker beim Betonieren gesichert bleibt.

Die vielfach bestehende Abneigung gegen das unmittelbare Einbetonieren der Eisenteile beruht meistens auf schlechten Erfahrungen, die gemacht wurden, weil die erwähnten Punkte nicht hinreichend beachtet und die allgemein dabei im voraus notwendige Sorgfalt nicht angewandt wurde.

8. Besondere Maßnahmen beim Betonieren der Schleusenhäupter.

Bei den Schleusenhäuptern ließ sich eine Unterteilung in mehrere Betonierabschnitte nicht vermeiden. Die Lage der Arbeitsfugen wurde jedoch nicht allein nach arbeitstechnischen Bedingungen, sondern auch nach eingehender Prüfung aller in Betracht kommenden Formänderungen der Häupter so gewählt, daß die bei derartig massigen Betonkörpern bestehende Gefahr der Ribbildung möglichst vermindert wurde. Ferner war zu berücksichtigen, daß die Arbeitsflächen der Grundplatten erheblich größer waren als die bei den übrigen Betonkörpern allgemein vorkommenden.

Die Grundplatten der Unterhäupter haben eine Länge von 30,05 m, eine Breite von 12,28 m und eine Höhe von 3 m, und die der Oberhäupter eine Länge von 34,05 m, eine Breite von 13,30 m und eine Höhe von 2,50 m. Diese Grundplatten waren stark mit Eisen bewehrt, wie Abb. 16 zeigt. Sie enthielten je über 1100 m³

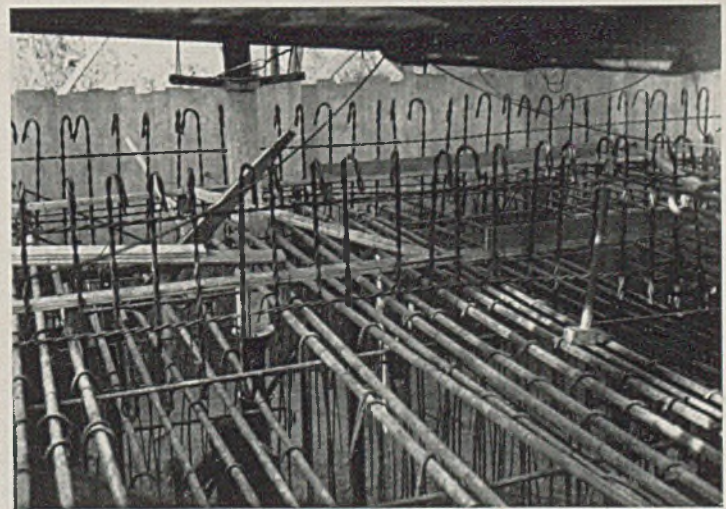


Abb. 16. Eisenbewehrung der Grundplatten der Unterhäupter.

Beton. Die Größe der zu betonierenden Oberfläche von rd. 450 m² hätte zur Einhaltung der Bedingung, daß der Beton frisch auf frisch verarbeitet werden sollte, den gleichzeitigen Einsatz von 4 Mischmaschinen und Pumpen erforderlich gemacht. Die damit verbundenen Schwierigkeiten ließen sich jedoch dadurch vermeiden, daß die Platten von einer Schmalseite her mit der Leistung von nur 2 Mischmaschinen aufgerollt wurden. In Abb. 17 ist für die Grundplatte des Unterhauptes schematisch der Verlauf der Betonoberfläche während des Betonierens angedeutet. Infolge der dichten Eisenlage und durch möglichste Beschränkung des Wassergehaltes war es möglich, beim Betonieren etwa eine Spiegelnei-

gung von 1:6 zu halten und damit die gleichzeitig zu beschüttende Oberfläche auf etwa $\frac{3}{5}$ bis $\frac{2}{5}$ der waagerechten Oberfläche zu vermindern. Da sich durch das angewandte Betonierverfahren mit Schüttröhren jede Schichtenbildung im Beton vermeiden läßt, konnten auf diese Weise auch mit geringem Maschineneinsatz vollständig homogene Grundplatten hergestellt werden. Das Aufrollen bot auch noch den Vorteil, daß die Oberfläche des Baukörpers nach und nach erreicht und dann sorgfältig abgezogen oder sonstwie behandelt werden konnte. Bei dem sonst üblichen gleichmäßigen

sehen ist. Von der üblichen Ausführungsart, zunächst die beiden aufgehenden Seiten des Unterhauptes bis zur Unterkante des Torriegels hochzuführen, und in einem weiteren Abschnitt dann

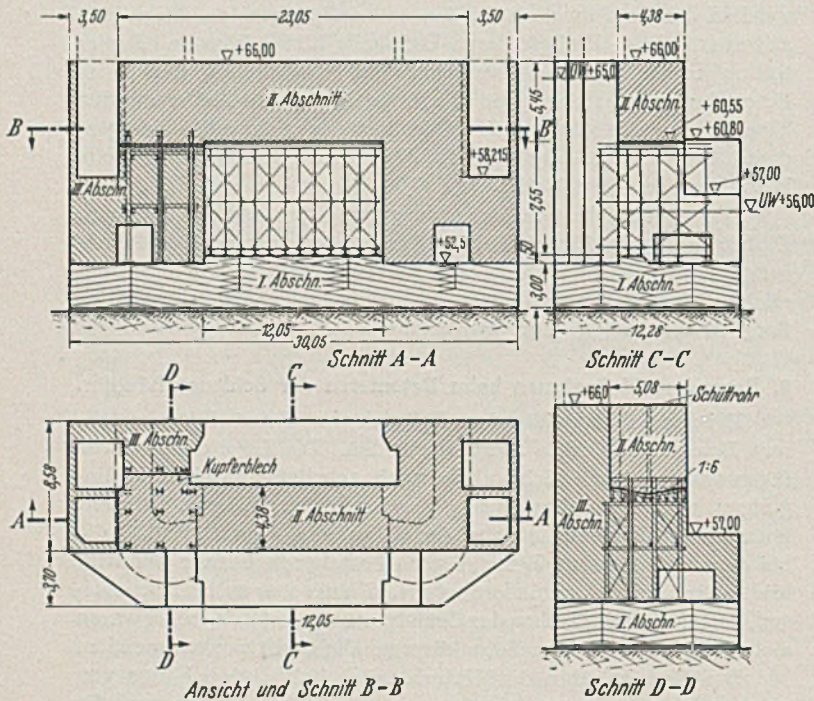


Abb. 17. Unterhaupt. Reihenfolge der Betonierabschnitte und schematische Darstellung des Betonierens der Grundplatte.

Hochbetonieren in ganzer Fläche und waagerechten Schichten ist im Gegensatz dazu beim plötzlichen Erreichen der Oberfläche meistens nur ein überstürztes, zu spätes und mithin meistens sehr mangelhaftes Behandeln der Oberfläche möglich. Das wiederholt mit Erfolg ausgeführte Verfahren des Aufrollens mit geeigneter Arbeitsfläche ist auf jeden Fall dem sonst oft beobachteten Versuch, mit ungenügender Leistung der Mischmaschinen die ganze

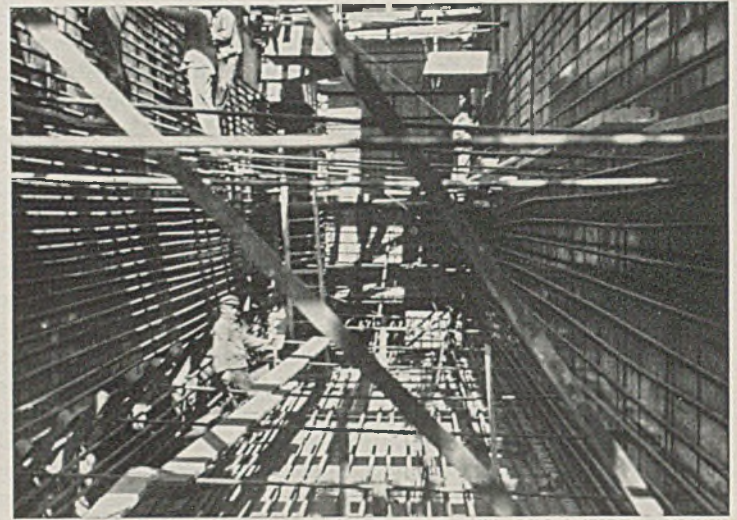


Abb. 19. Eisenbewehrung des Querriegels der Unterhäupter.

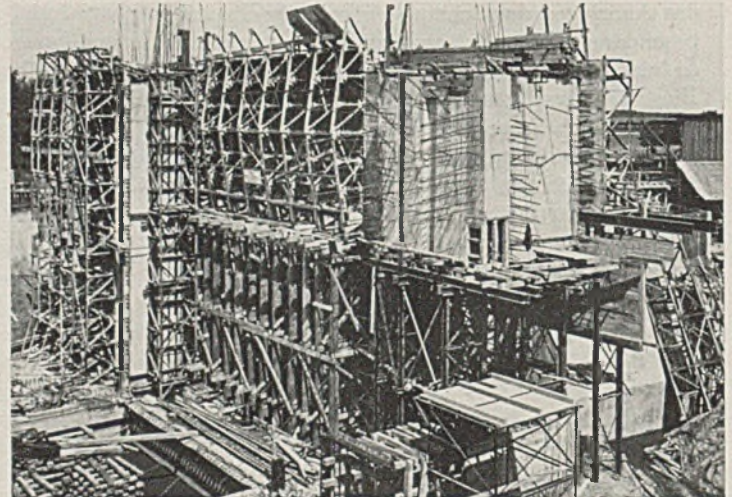


Abb. 20. Ausgeschaltetes Riegelende mit Stahlgerüst.

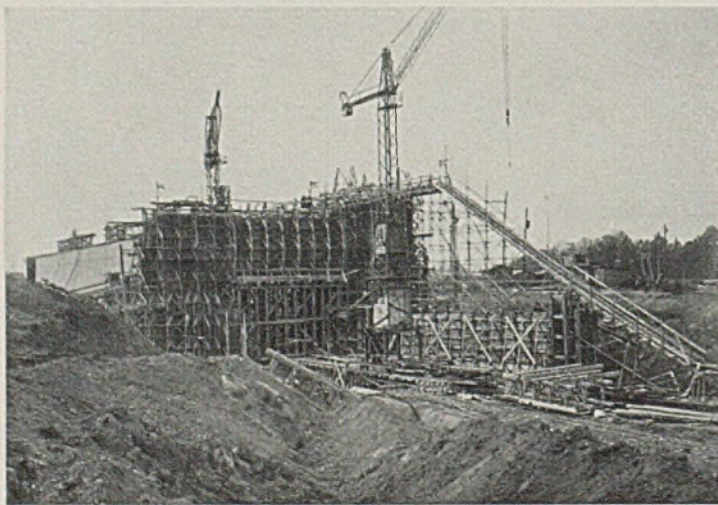


Abb. 18. Betonieren der Unterhäupter.

Fläche in waagerechten Lagen betonieren zu wollen, vorzuziehen, weil gerade hierbei die Gefahr besteht, daß sich durch Störung des Abbindevorganges minderwertige Schichten und wilde Arbeitsfugen in diesen oft wichtigsten Bauteilen ergeben.

Das weitere Betonieren der Unterhäupter erfolgte oberhalb der Grundplatte in nur zwei Abschnitten wie aus Abb. 17 zu er-



Abb. 21. Untersicht des Riegelendes mit Stahlgerüst.

darüber den Riegel zu betonieren, wurde abgesehen, weil dabei mit großer Wahrscheinlichkeit mit einem Durchreißen dieses Riegels gerechnet werden mußte. Dieses sollte aber in Anbetracht der starken Beanspruchung und Bedeutung dieses Bauteiles mit allen

Mitteln vermieden werden. Es wurde daher so vorgegangen, daß zunächst in einem einzigen Arbeitsgange die eine Seite des Unterhauptes bis zur Plattformhöhe und in unmittelbarer Verbindung damit der massive Riegel betoniert wurde. Dabei war der Riegel in ganzer Länge auf kräftigen Gerüsten abgestützt. Im Bereich der Toröffnung wurde das übliche Lehrgerüst in Holz gewählt. Die einseitige freie Verlängerung des Riegels wurde dagegen auf einem Stahlgerüst abgestützt, das so angeordnet war, daß es in der Richtung der Torriegel einer etwaigen Längung oder Kürzung des Riegels als Pendelstütze folgen konnte. Um das Zusammendrücken des Holzgerüsts durch die beim Betonieren bis auf 13 t/m^2 zunehmende Belastung möglichst zu vermindern, wurde es vorher mit lotrechten Ankern kräftig zusammengezogen und vorgespannt. Diese Maßnahme war besonders wichtig, weil auf dem Lehrgerüst auch der Anschlagrahmen der Untertore verlegt war und sofort in richtiger Lage wie unter Abschnitt 7 beschrieben, mit einbetoniert werden sollte. Nachdem der auf 23 m Länge massive und im Querschnitt rd. 24 m^2 starke Riegel den größten Teil seiner Abbindewärme abgegeben und sich dabei um 3 mm verkürzt hatte, wurde die Schalung an dem freien Ende soweit beseitigt, daß nun die andere Seite des aufgehenden Unterhauptes unter und seitlich neben dem Riegel betoniert und damit für diesen die endgültige Unterstützung hergestellt werden konnte. Das Stahlgerüst wurde dabei nach Abnahme der Aussteifungseisen einbetoniert und, soweit es in die Umläufe fiel, später herausgeschnitten. Die einzubetonierende Fläche des Riegels wurde durch Abstemmen an allen Seiten gut aufgeraut und mit zahlreichen Überbrückungseisen mit dem angrenzenden Beton verbunden. Die Unterfläche des Riegels war, wie der Querschnitt in Abb. 17 zeigt, auf der einzubetonierenden Länge beiderseits 1:6 steigend ausgebildet worden, damit sich beim Unterbetonieren keine Luftsäcke in dieser Arbeitsfuge bilden konnten. Außerdem waren vorher etwa in der Mitte der Arbeitsfuge Schüttröhre durch den Riegel geführt. Durch diese konnte das Mischgut dann beim Unterbetonieren so eingebracht werden, daß die Luft seitlich sicher herausgedrückt wurde und eine volle Füllung unter dem Riegel gewährleistet war. Nach Füllung der mitten durch den Riegel geführten Röhre mit frischem Mischgut wurde dieses durch Ansetzen von Druckluft außerdem noch fest unter den Riegel gepreßt. Bei einer derartigen Maßnahme ist selbstverständlich größte Vorsicht erforderlich, weil u. U. ein derartig starker Druck sich auch bis zur Außenschalung fortsetzen und diese überbeanspruchen kann. In die lotrechte Arbeitsfuge neben dem Riegel zur Kammerseite wurde zur Erzielung einer unbedingt wasserdichten Fuge ein z-förmig gebogenes Kupferblech eingelegt. Für den Fall einer etwaigen Öffnung der Arbeitsfugen nach dem Schrumpfen des Betons waren außerdem mehrere Stahlrohre zum Auspressen vorgesehen. Beim Betonieren der einen Seite des Unterhauptes zusammen mit dem Riegel mußten rd. 1400 m^3 Beton unter schwierigen Verhältnissen eingebracht werden, denn diese Teile waren nicht nur kräftig mit Rundeisen bewehrt, sondern auch mit zahlreichen unmittelbar einzubetonierenden Eisenteilen ausgestattet.

Es kann festgestellt werden, daß sich die durchgeführten Maßnahmen bewährt haben, denn die Riegel beider Unterhäupter sind bis heute rißfrei geblieben, obwohl sie in der heißen Jahreszeit, also unter ungünstigen Verhältnissen betoniert werden mußten. Vom Betonieren der Riegel selber bis zu ihrem Einbetonieren am freien Ende nach 3 Wochen wurde eine Kürzung um 3 mm gemessen. Da dieser Kürzung eine Zugspannung von etwa 30 kg/cm^2 entspricht, muß mit großer Wahrscheinlichkeit angenommen werden, daß bei einer Behinderung dieser Kürzung durch festes Auflager an beiden Seiten die Riegel im frischen noch nicht festem Zustande in ganzer Breite durchgerissen wären. Diese Annahme wird gestützt durch die Feststellung, daß z. B. fast sämtliche Umläufe zu den Sparbecken, die in heißer Jahreszeit auf einer festen Grundplatte betoniert werden mußten, im Scheitel aufgerissen sind, obwohl sie in stärkster Weise mit Isteg-Stahl bewehrt waren.

Der beschriebene Arbeitsvorgang ist auf einigen weiteren Abbildungen wiedergegeben. Abb. 18 zeigt das eingeschaltete Unterhaupt während des Betonierens vom Vorhafen aus. Die linke Seite des Rie-

gels ist mit dem erwähnten Stahlgerüst abgestützt, das jedoch durch die Schalung verdeckt ist. Abb. 19 gibt einen Blick auf die Eisenbewehrung des Riegels und Abb. 20 auf das ausgeschaltete freie Riegelende. In diesem Bilde ist das Stahlgerüst gut zu erkennen. Die unter dem Riegel noch vorhandene Holzschalung konnte unbedenklich entfernt werden, weil das Gerüst mit Querträgern am oberen Ende bis in den Beton reichte. Auf Abb. 21 ist eine Unterseite unter den Riegel mit einigen Stahlstützen wiedergegeben. Die Betonflächen sind bereits durch Aufrauen zum Einbetonieren fertig gemacht. Die unter dem Beton sichtbaren Röhre sollen zum etwaigen Auspressen der Arbeitsfuge dienen. Im Hintergrunde zwischen den beiden Stützen ist auch das durch den Riegel geführte Schüttröhre zu erkennen. Abb. 22 zeigt das ausgeschaltete Unterhaupt. Die Arbeitsfuge ist nur schwach zu erkennen.

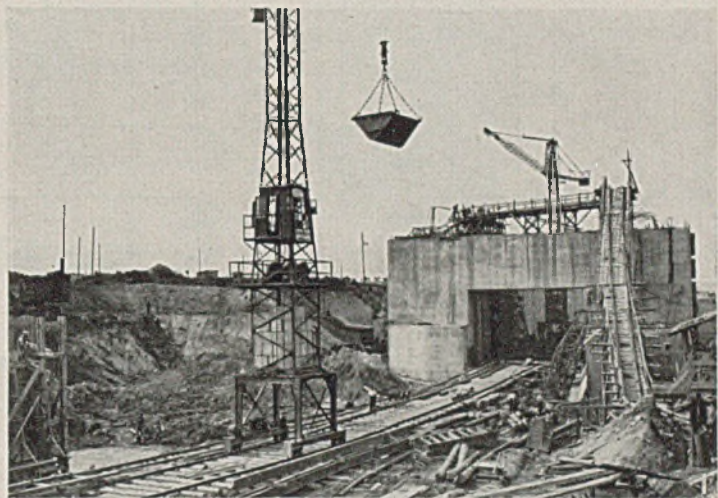


Abb. 22. Ausgeschaltetes Unterhaupt.

Bei den Oberhäuptern wurde gleichfalls versucht, durch geeignete Unterteilung und richtige Reihenfolge der Betonierabschnitte ein Auftreten durchgehender Risse möglichst zu vermeiden. Hier wurde die elastische Formänderung der Grundplatte so ausgenutzt, daß der ganze Oberhauptblock zum Schluß mit einer Neigung zum Zusammenpressen der lotrechten Arbeitsfugen behaftet blieb. Wie Abb. 23 zeigt, wurde dieses dadurch erreicht, daß der Block oberhalb der Grundplatte in 3 lotrechte Teile, nämlich die beiden aufgehenden Seitenteile und das Zwischenstück gegliedert wurde. Die beiden Seitenteile wurden nacheinander in voller Höhe betoniert. Hierdurch wurde die Grundplatte zunächst an dem einen und dann auch an dem anderen Ende nach unten durchgebogen. Die an 7 Punkten gemessenen Bewegungen der Grundplatte bei dieser Belastung sind auf Abb. 23 dargestellt. Nach hinreichender Abgabe der Abbindewärme der Seitenteile wurde sodann das mittlere Stück zwischenbetoniert und dabei infolge der nunmehr in der Mitte auftretenden Durchbiegung der Grundplatte das Bestreben zum Zusammenpressen der beiden lotrechten Arbeitsfugen hervorgerufen. Die zum Schluß verbliebene Durchbiegung der Grundplatte wird diesen Spannungszustand, der einer Öffnung der Arbeitsfugen entgegen wirkt, dauernd aufrecht erhalten.

Die Durchbiegung der Grundplatten betrug bis zu 10 mm und das Setzen beim Betonieren im Mittel etwa 25 mm. Die bleibende Durchbiegung der Grundplatten beläuft sich auf etwa 6 mm. Bei dem Oberhaupt der Südschleuse konnte dann das weitere Setzen durch die Hinterfüllung beobachtet werden. Dieses betrug zusammen mit dem nachträglichen Setzen bisher im ganzen etwa 37 mm. Auf Abb. 23 ist auch die Bewegung der beiden Seitenteile des Oberhauptes in seitlicher Richtung dargestellt. Die beiden Punkte X und Y an der Oberkante dieser Seitenteile haben sich zunächst bei der Belastung durch das mittlere Stück gegeneinander und sodann infolge der Erwärmung und Ausdehnung dieses mittleren Stückes nach außen bewegt. Erst nach Abgabe der Abbindewärme sind die Punkte wieder über die Nulllage hinaus einander näher gekommen.

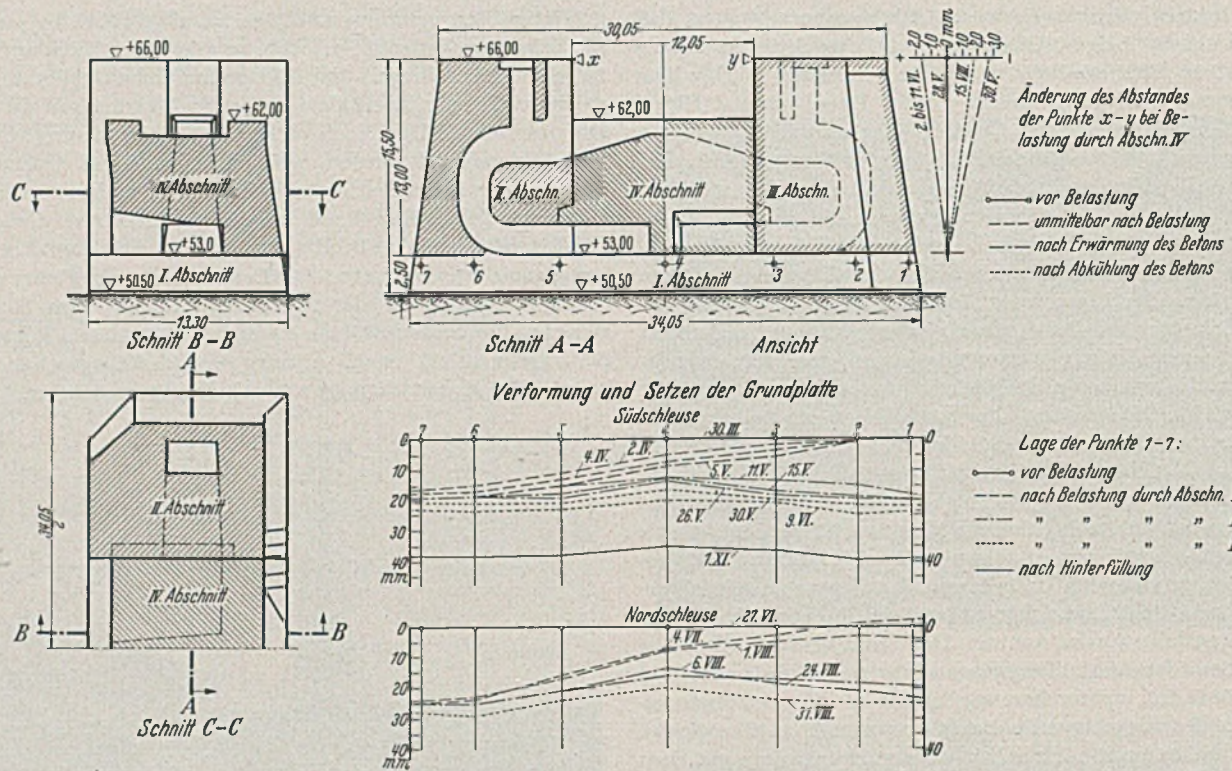


Abb. 23. Oberhaupt. Reihenfolge der Betonierabschnitte. Verformung und Setzen des Bauwerks.

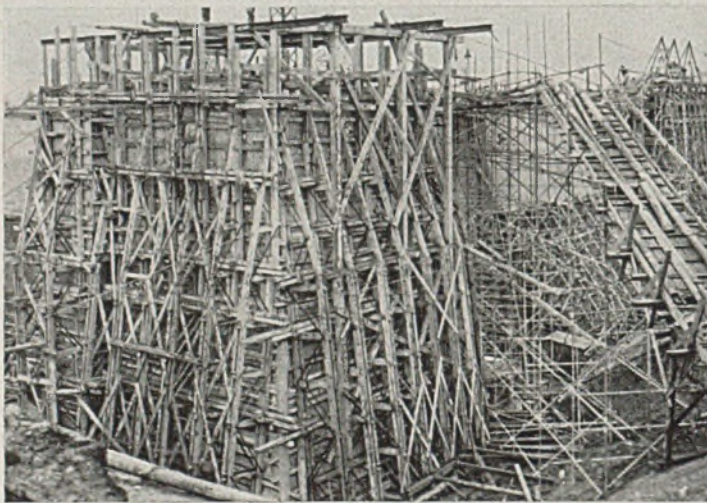


Abb. 24. Schalung des Oberhauptes.

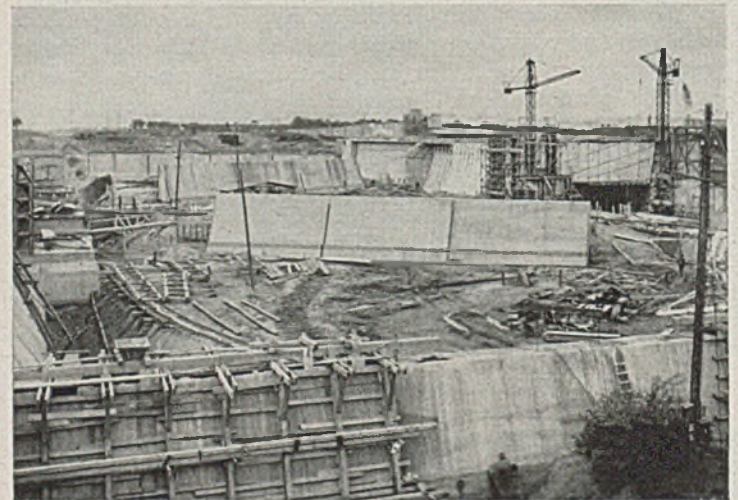


Abb. 26. Zustand der Baustelle August 1935.

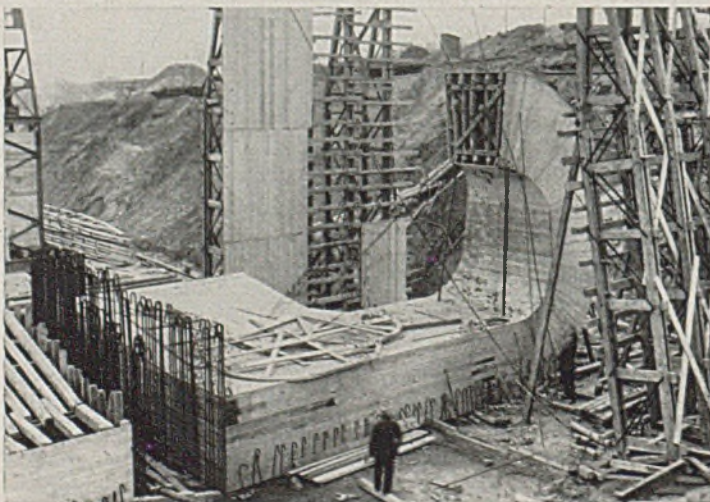


Abb. 25. Schalung des Umlaufes im Oberhaupt.



Abb. 27. Rückseite der Schleusenammern mit Zylinderschützen für die Sparbecken.

Die Grundplatten müssen selbstverständlich bei einem derartigen Vorgehen auch die bei den Zwischenzuständen vorkommenden Beanspruchungen aufnehmen können. Die lotrechten Arbeitsfugen der Oberhäupter wurden in ganzer Fläche vorher abge-

stemmt und zur Sicherheit mit z-förmig gebogenen Kupferblechen gegen den Oberwasserdruck gedichtet. Abb. 24 zeigt den eingeschalteten Block eines Seitenteiles des Oberhauptes in Holzschalung und mit Holzbindern. Die Größenverhältnisse ergeben sich auch aus Abb. 25. Diese zeigt die Schalung für einen Teil des Umlaufes innerhalb des Oberhauptes.

Auch das Vorgehen beim Betonieren der Oberhäupter hat sich als zweckmäßig erwiesen, denn in den Arbeitsfugen konnten bis zum Einschütten der Oberhäupter keine Risse festgestellt werden.

Mit der ausführlichen Beschreibung der Arbeitsvorgänge bei den Schleusenhäuptern sollte aufmerksam gemacht werden auf die Bedeutung der bereits während der Bauausführung eintretenden Formänderungen großer Baukörper. Der ausführende Betoningenieur darf sein statisches Können nicht auf die Berechnung der Schalung und Lehrgerüste beschränken, sondern muß auch die Verformungen der Baukörper und des Baugrundes während der Bauausführung in den Kreis seiner Betrachtung ziehen, und diese im möglichst günstigen Sinne ausnützen.

9. Schlußbemerkung.

Von dem Umfang der Baustelle und dem fast fertigen Bauwerk vermitteln noch einige weitere Lichtbilder eine Vorstellung. Abb. 26 gibt den Zustand der Baustelle vom August 1935, also etwa in der Mitte der gesamten Bauzeit, wieder. Im Hintergrunde links ist die gefüllte Kanalstrecke vor dem oberen Vorhafen zu erkennen. In der Mitte stehen einige Sparbeckenblöcke ausgeschalt. Abb. 27 zeigt die Rückseite einer Schleusenammer mit den Zylinderschützen für die noch nicht fertigen Sparbecken. Abb. 28 gibt die Eisenbetonaufbauten auf einem Unterhaupt und im Vordergrund ein Sparbecken während der Herstellung des Betonpflasters wieder. Auf Abb. 29 ist das fast fertige Unterhaupt und im Vordergrund das Fundament für die Pumpwerksanlage zu sehen. Dieses Bild wird den Reisenden der Strecke Berlin—Hannover vielleicht aus der Natur bekannt sein, denn es liegt unmittelbar neben den rechts sichtbaren Eisenbahnbrücken, die vor den Unterhäuptern die Schleusen kreuzen.

Die Ausführungen über das Betonieren der Schleusen Allerbüttel sollten nicht nur den Betoniervorgang wiedergeben, sondern auch zeigen, daß man bei der Bauausführung eingehend den Beziehungen zwischen Theorie und Praxis zum Nutzen des Bauwerkes nachgegangen ist. Die letzten Bilder beweisen, daß man aber auch mit Erfolg versucht hat, das Bauwerk in eine dem Baustoff entsprechende architektonische Form zu kleiden, und zwar ohne Putz und ohne Stocken, sondern ganz allein mit den einfachsten Mitteln der Betonbauweise.

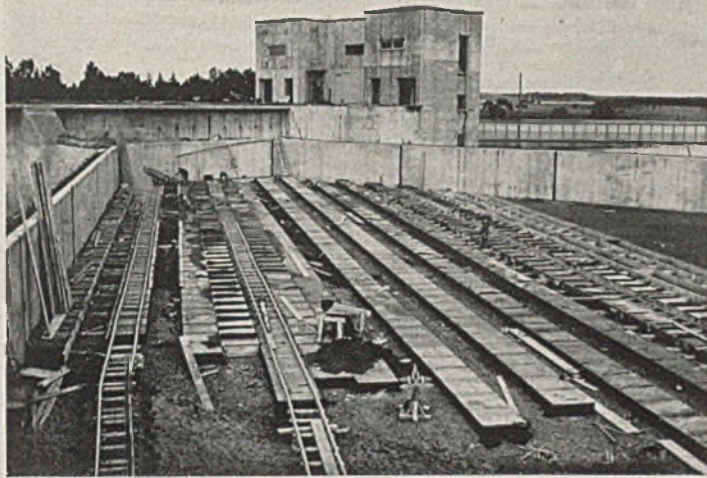


Abb. 28. Unterhauptaufbau und Sparbeckenpflaster.



Abb. 29. Unterhaupt vom Unterwasser und Pumpenfundamente.

VERFORMUNGSTHEORIE DES EINGESPANNTEN BOGENS MIT EINER STÜTZLINIENACHSE.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek, Brünn

Übersicht: Es wird die Verformungstheorie für den eingespannten Bogen, den Zweigelenk- oder Dreigelenkbogen mit einer nach der Stützlinie geformten Bogenachse gegeben. Es wird die tatsächliche Eigengewichtsverteilung, sowie Teil- und Vollbelastung mit einer gleichmäßig verteilten Last p , Wärmewirkung und für Eisenbetonbogen die Schwindwirkung berücksichtigt.

Zwei Beispiele, eines für das Eigengewicht, das andere für Eigengewicht, Wärmeabfall und Schwinden, zeigen Rechnungsgang und Ergebnisse im Vergleich mit der Elastizitätstheorie. Die Unterschiede sind erheblich, die Momente nach der Verformungstheorie im Kämpfer, im Scheitel und in den anschließenden Strecken des eingespannten Bogens wesentlich größer. Für beide Beispiele sind auch die Biegelinien ermittelt. Eine Kontrolle wurde mittels Iteration durchgeführt.

Im allgemeinen sind bisher die Verformungstheorien der Bogenträger für eine parabolische Achse gegeben worden. Melan behandelte den Zweigelenkbogen¹ und eingespannten Bogen². Auch Müller-Breslau³, Fritsche⁴, Kasar-

nowsky⁵, Fritz⁶, Freudenthal⁷ haben ihren Untersuchungen den Parabelbogen zugrunde gelegt.

Nun sind aber Stahl- und Eisenbeton-Bogenbrücken mit einer

¹ Melan, J.: Der biegsame eingespannte Bogen. Baing. 6 (1925) S. 143.

² Müller-Breslau: Einfluß der Formänderungen auf die Biegemomente und den Horizontalschub. Statik der Baukonstruktionen, Bd. II/2, S. 529. 1. Aufl. 1908. — Theorie und Berechnung eiserner Bogenbrücken. Berlin 1880. S. 28.

³ Fritsche, J.: Knickbelastung der Bogenträger. Bautechn. 3 (1925) S. 465.

⁴ Kasarnowsky, S.: Beitrag zur Theorie weitgespannter Brückenbogen mit Kämpfergelenken. Stahlbau 4 (1931) S. 61.

⁵ Fritz, B.: Theorie und Berechnung vollwandiger Bogenträger. Berlin: Julius Springer 1934.

⁶ Freudenthal, A.: Die Änderung des Spannungszustandes weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauer-Verformung des Betons. Beton u. Eisen 34 (1935) S. 176. — Verformungstheorie für Bogen. Abhandlung der internat. Vereinigung f. Brückenbau u. Hochbau Bd. III (1935) S. 100.

¹ Melan, J.: Handbuch der Ing.-Wissenschaften. Bogenbrücken, S. 51. 3. Aufl. 1906.

Bogenachse auszubilden, die der nach der tatsächlichen Eigengewichtsverteilung geformten Stützlinie entspricht. Die Eigengewichtslasten g_k im Kämpfer sind wesentlich größer als im Scheitel g . Besonders bei Bogen mit großem Pfeil kann der Unterschied beträchtlich werden, so daß g_k etwa $1\frac{1}{2}$ bis 2mal so groß wird als g . Deshalb soll die Verformungstheorie des eingespannten Bogens für diesen allgemeinen Fall gegeben werden. Es ist aber auch der Zwei- und Dreigelenkbogen behandelt.

Diese den wirklichen Verhältnissen besser angepaßte schärfere Verformungstheorie des eingespannten Bogens für eine nach der Stützlinie geformte Bogenachse ist dann von großer Bedeutung, wenn anlässlich des Ausrüstungsvorganges etwa mit hydraulischen Pressen Maßnahmen getroffen werden, um eine bessere und gleichmäßigere Verteilung der Randspannungen im endgültigen Zustand zu erhalten.

Diese Verbesserung wird genauer und richtiger möglich werden, sobald die Verformungstheorie die in jedem Falle vorliegenden Verhältnisse schärfer erfaßt, was um so notwendiger ist, wenn die zulässigen Inanspruchnahmen des Betons bei weitgespannten Brücken erhöht werden. Für solche große Objekte in Eisenbeton sind zulässige Inanspruchnahmen schon von 150 bis 200 kg/cm², allerdings bei entsprechender Druckfestigkeit des Betons vorgeschlagen worden⁸. Was die Berücksichtigung der plastischen Verformung des Betons betrifft, sei auf die Theorie des Verfassers über die Berechnung von Eisenbetonbogen hingewiesen⁹.

In Abb. 1 ist die Belastungsverteilung über die Stützweite in Form einer Kurve gegeben, wobei die spezifische Belastung in der Entfernung x vom Bogenscheitel mit g_x bezeichnet wird.

Der Koordinatenanfangspunkt ist in die Mitte der Kämpferschne verlegt. Die Stützweite des Bogens sei $L = 2l$, die Pfeilhöhe f . Sowohl die Bogenachse, wie die Eigengewichtslast sei symmetrisch angenommen. Die Ableitungen gelten sowohl für Stahl, wie für Eisenbetonbogen. Für letztere, hinsichtlich des Schwindens, für eine symmetrische Bewehrung. Es wird sowohl die tatsächliche Eigengewichtsverteilung, wie die Teil- und die Vollbelastung mit einer gleichmäßig verteilten Last p , aber auch die Wärmewirkung berücksichtigt.

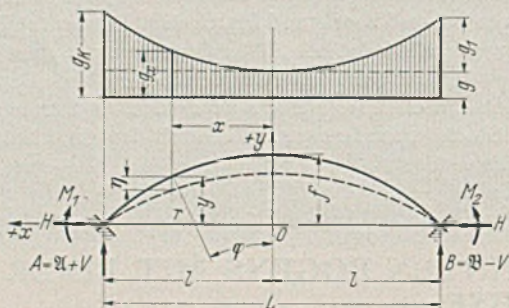


Abb. 1. Eingespannter Bogen. Belastung durch Eigengewicht bei Verteilung nach dem hyperbol. Cot^2 -Gesetz.

Als Gleichung der Gewölbeachse wählen wir mit den Bezeichnungen der Abb. 1

$$(1) \quad y = f - \frac{f}{m-1} (\text{Cot}^2 \xi k - 1).$$

In dieser Gleichung ist

$$(2) \quad m = \frac{g_k}{g} = \text{Cot}^2 k, \quad k = \text{Ar Cot} m,$$

außerdem setzen wir

$$v = \frac{1}{m-1}.$$

⁸ Hawranek, A.: Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken. Vorbericht des Internat. Kongresses für Brückenbau und Hochbau, S. 799. Berlin 1936.

⁹ Hawranek, A.: Zur Frage des Baues weitgespannter Eisenbeton-Bogenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Plastizität des Betons. Beton u. Eisen 36 (1937) S. 33.

Gl. (1) wird umgeformt mit

$$(3) \quad x = \xi l, \quad \xi = \frac{x}{l},$$

$$(4) \quad k = \alpha l, \quad \alpha = \frac{k}{l},$$

dann wird

$$(1a) \quad y = f - f v (\text{Cot}^2 \alpha x - 1) = f(1+v) - f v \text{Cot}^2 \alpha x.$$

Als Belastungslinie g_x wird eine Kurve angenommen, wobei ($g_x - g$) proportional den ($f - y$)-Werten gesetzt wird, die also den verschiedenen Ständerhöhen entspricht. Es ist dann

$$g_x = g + \frac{f-y}{f} (g_k - g) = g + v (\text{Cot}^2 \alpha x - 1) g_1$$

und mit

$$(5) \quad \begin{cases} g - g_1 v = 0, & g_1 = g_k - g, \\ g_x = g_1 v \text{Cot}^2 \alpha x = g \text{Cot}^2 \alpha x. \end{cases}$$

Für die verformte Bogenachse bedeuten H den Horizontal Schub, M_1, M_2 die Kämpfermomente und V den Wert

$$(6) \quad V = \frac{M_2 - M_1}{2l}.$$

Bei symmetrischer Belastung ist $V = 0, M_1 = M_2$.

Das Biegemoment für die verformte Bogenachse mit den Durchbiegungen η ist

$$(7) \quad M_x = \mathfrak{M}_x + V(1-x) - H(y-\eta) + M_1.$$

\mathfrak{M}_x ist das Moment im statisch bestimmten System (Bogen in A und B frei aufgelagert).

I. Vollbelastung mit der stetigen Last g_x einschließlich der Wärme- bzw. Schwindwirkung.

1. Die Differentialgleichung der Biegelinie des Bogens lautet unter Berücksichtigung der Normalkräfte und der Wärmewirkung¹⁰

$$(8) \quad \begin{cases} \eta'' = -\frac{M_x}{E J' \cos \varphi} + \frac{N_x}{E F'} \frac{d^2 y}{dx^2} (1 + \cos^2 \varphi) \\ + \frac{1}{E F'} \frac{dN_x}{dx} \frac{dy}{dx} \mp \epsilon t \frac{d^2 y}{dx^2}. \end{cases}$$

Es läßt sich für die Schwindwirkung des Betons anwenden, wenn statt $-\epsilon t$ der Wert $+\epsilon_s$ eingeführt wird, wobei ϵ_s das Schwindmaß des Eisenbetons bedeutet.

F', J' bezeichnen den vorhandenen Querschnitt bzw. das Trägheitsmoment an beliebiger Stelle, N_x ist die Normalkraft (Druck), ϵ die Wärmeausdehnungszahl, t die Wärmezunahme in Celsiusgraden.

Die Integration dieser Differentialgleichung würde für die praktische Auswertung zu umständliche Formeln geben, weshalb eine zulässige Vereinfachung eingeführt werden soll.

Hilfswerte:

$$(1b) \quad \begin{cases} \frac{1}{r} = -\ddot{y} \cos^3 \varphi \\ 1 + \cos^2 \varphi = 1 + \frac{1}{1 + (\dot{y})^2} = 2 - (\dot{y})^2 + (\dot{y})^4 \\ N_x = \frac{H}{\cos \varphi} \\ \frac{dN_x}{dx} = H \frac{d\left(\frac{1}{\cos \varphi}\right)}{dx} = H \left[1 - \frac{1}{2} (\dot{y})^2 + \frac{3}{8} (\dot{y})^4\right] \cdot \ddot{y} \ddot{y}. \end{cases}$$

Mit diesen Werten wird

$$(8a) \quad \eta'' = -\frac{M_x}{E J' \cos \varphi} - \frac{H d}{E F' \cos \varphi} \mp \epsilon t \ddot{y}.$$

¹⁰ Müller-Breslau: Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken, S. 13. Gl. 22. — Neuere Methoden der Festigkeitslehre, S. 249.

wobei

$$(8b) \quad \left\{ \begin{aligned} d &= f v \alpha^2 \cos \alpha x \left[(1 + \cos^2 \varphi) + (1 - \frac{v^2}{2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{3}{8} y^4) f^2 v^2 \alpha^2 \sin^2 \alpha x \cos \varphi \right], \end{aligned} \right.$$

dabei werden nach der Differentiation der Gl. (1a)

$$(1c) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= -f v \alpha \sin \alpha x, \\ \frac{d^2 y}{dx^2} &= -f v \alpha^2 \cos \alpha x. \end{aligned} \right.$$

Aus Gl. (1a) läßt sich $\cos \alpha x$ ausdrücken

$$\cos \alpha x = -\frac{y}{fv} + \frac{1+v}{v}$$

damit wird

$$\mp \epsilon t \frac{d^2 y}{dx^2} = \pm \epsilon t \alpha^2 y \mp \epsilon t f \alpha^2 (1+v).$$

Wir setzen an Stelle des veränderlichen F' , J' , d konstante Werte ein, die dem Viertelpunkt mit dem Winkel φ_v entsprechen¹¹.

$$(9) \quad F = F' \cos \varphi_v, \quad J = J' \cos \varphi_v \quad \text{und} \quad c^2 = \frac{H}{E J},$$

damit entsteht die Differentialgleichung

$$\eta'' = -\frac{I}{E J} \left\{ \mathfrak{M}_x - H(y - \eta) + V(1-x) + M_1 \right\} - \frac{Hd}{E F} \mp y \epsilon t \alpha^2 \pm \epsilon t f \alpha^2 (1+v).$$

Nach Einführung der Gl. (9)

$$\eta'' = -c^2 \left\{ \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - y \left(1 \mp \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \right) + \frac{V}{H} (1-x) + \frac{M_1}{H} \right\} - c^2 \eta - c^2 \left[\frac{dJ}{F} \mp \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1+v)}{c^2} \right].$$

Bezeichnen wir mit

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} F(x) &= \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - y \left(1 \mp \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \right) + \frac{V}{H} (1-x) + \frac{M_1}{H} \\ &\quad + \frac{dJ}{F} \mp \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1+v)}{c^2}, \end{aligned} \right.$$

so ergibt sich die Differentialgleichung in der Form

$$(11) \quad \eta'' + c^2 \eta + c^2 F(x) = 0.$$

2. Lösung der Differentialgleichung.

Die Funktion $F(x)$ enthält höchstens Glieder mit x in der zweiten Potenz und ein aus \mathfrak{M}_x und y herrührendes Glied mit $\cos \alpha x$. Es kann deshalb Gl. (11) vorübergehend in nachstehender Form geschrieben werden

$$a) \quad \eta'' + c^2 \eta = -c^2 (A + Bx + Cx^2 + D \cos \alpha x).$$

Die Integration mit Hilfe der Beiwertvergleichung gibt mit

$$b) \quad R = \frac{\alpha^4 D}{c^2 (\alpha^2 + c^2)}$$

die Gleichung der Verformung

$$(12) \quad \eta = A^* \sin cx + B^* \cos cx - F(x) + \frac{F''(x)}{c^2} - R \cos \alpha x.$$

A^* , B^* sind neue Integrationskonstanten, die wir im weiteren Verlaufe der Einfachheit halber bloß mit A , B bezeichnen, die aber mit den in der Gl. a) gleichlautenden Bezeichnungen nicht verwechselt werden dürfen.

Über den in R enthaltenen Wert D werden später Angaben gemacht.

Die Gesamtbelastung G für die Einheitsbelastung g_x (Abb. 1) rechnet sich mit

$$(13) \quad G = 2 \int_0^1 g_x dx = 2 \int_0^1 g \cos \alpha x dx = \frac{2g}{\alpha} \sin k = 2 \mathfrak{Q},$$

der linke Stützendruck \mathfrak{Q} im statisch bestimmten System ist

$$\mathfrak{Q} = \frac{g}{\alpha} \sin k.$$

Das Moment \mathfrak{M}_x im gleichen System ist

$$(14) \quad \mathfrak{M}_x = \mathfrak{Q} (1-x) - \int_{\xi=x}^{\xi=1} g \xi d\xi (\xi-x) = \frac{g}{\alpha^2} (\cos k - \cos \alpha x).$$

Mit den konstanten Werten

$$(15) \quad \left\{ \begin{aligned} w &= 1 \mp \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \\ n &= \frac{dJ}{F} \mp \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1+v)}{c^2} \end{aligned} \right.$$

wird Gl. (10) und die ersten Ableitungen

$$(16) \quad \left\{ \begin{aligned} F(x) &= \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - f w [1 - v (\cos \alpha x - 1)] \\ &\quad + \frac{V}{H} (1-x) + \frac{M_1}{H} + n. \end{aligned} \right.$$

$$(17) \quad F'(x) = -\frac{I}{H} \left(\frac{g}{\alpha} \sin \alpha x + V \right) + f v w \alpha \sin \alpha x.$$

$$(18) \quad F''(x) = \left(-\frac{g}{H} + f v w \alpha^2 \right) \cos \alpha x.$$

damit entsteht die Gl. (12) in der endgültigen Form

$$(19) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= A \sin cx + B \cos cx - \left\{ \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - f w [1 - v (\cos \alpha x - 1)] \right. \\ &\quad \left. + \frac{V}{H} (1-x) + \frac{M_1}{H} + n \right\} + \left(-\frac{g}{c^2 H} + \frac{f v w \alpha^2}{c^2} - R \right) \cos \alpha x. \end{aligned} \right.$$

Für einen symmetrischen Belastungsfall ist $M_1 = M_2$, $V = 0$. Der in Gl. b) enthaltene Ausdruck D für die Belastung g_x wird

$$(20) \quad D = -\frac{v}{\alpha} \left(\frac{g_1}{\alpha H} - f w \alpha \right),$$

dann wird in Gl. (12)

$$(21) \quad R = -\frac{\alpha^3 v}{c^2 (\alpha^2 + c^2)} \left(\frac{g_1}{\alpha H} - f w \alpha \right).$$

Nach einigen Reduktionen wird

$$(19a) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= A \sin cx + B \cos cx + f w (1+v) - \frac{V(1-x)}{H} - \frac{M_1}{H} \\ &\quad - n - \frac{f_1 v}{\alpha^2 H} \cos k + \frac{z}{\alpha^2} \cos \alpha x. \end{aligned} \right.$$

$$(22) \quad \eta' = c (A \cos cx - B \sin cx) + \frac{V}{H} + \frac{z}{\alpha} \sin \alpha x.$$

$$(23) \quad \eta'' = -c^2 (A \sin cx + B \cos cx) + z \cos \alpha x.$$

wenn hierbei der konstante Wert

$$(24) \quad z = \frac{v \alpha c^2}{\alpha^2 + c^2} \left(\frac{g_1}{\alpha H} - f w \alpha \right)$$

eingeführt wird.

Aus Gl. (7), (1a), (14), (19a) ergibt sich nach Umformungen das Moment

$$(25) \quad \mathfrak{M}_x = H \left[A \sin cx + B \cos cx - \frac{dJ}{F} + \left(f v - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \cos \alpha x \right].$$

Nach Differentiation der Gl. (25) wird die Querkraft Q_x erhalten mit

$$(26) \quad Q_x = H \left[c (A \cos cx - B \sin cx) + \alpha \left(f v - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \sin \alpha x \right].$$

3. Bestimmung der Integrationskonstanten für die stetige Vollbelastung mit g_x .

Unbekannt sind A , B , M_1 , außerdem ist $V = 0$. Hierzu stehen drei Gleichungen aus den Randbedingungen zur Verfügung:

1. für $x = 1$, $\eta = 0$
2. für $x = 0$, $\eta' = 0$
3. für $x = 1$, $\eta' = 0$.

¹¹ Die Berücksichtigung des genauen, mit φ veränderlichen Wertes d ist leicht möglich und wird im Abschnitt VI behandelt. Im übrigen ist die Berücksichtigung eines mittleren konstanten d völlig ausreichend.

1. aus Gl. (19a) für $x = 1$, mit

$$(26a) \quad f' = f w (1 + v) - n$$

$$\eta = A \sin cl + B \cos cl + f' - \frac{M_1}{H} - \frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{g}{H} - z \right) \mathcal{C} \mathcal{O} j k = 0.$$

2. aus Gl. (22a) für $x = 0$

$$\eta' = A c + \frac{V}{H} = 0$$

daher

$$(27) \quad A = 0 \text{ da } c \text{ nicht null ist.}$$

3. aus Gl. (22a) für $x = 1$

$$\eta' = -B c \sin cl + \frac{z}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n k = 0$$

daraus

$$(28) \quad B = \frac{1}{c \sin cl} \frac{z}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n k,$$

das Kämpfermoment M_1 läßt sich aus der ersten Gleichung rechnen. Es ist

$$(29) \quad M_1 = H \left[B \cos cl + f' - \frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{g}{H} - z \right) \mathcal{C} \mathcal{O} j k \right].$$

Mit diesem Moment vereinfacht sich die Gl. (19a). Es gilt dann

$$(19b) \quad \eta = B (\cos cx - \cos cl) + \frac{z}{\alpha^2} (\mathcal{C} \mathcal{O} j \alpha x - \mathcal{C} \mathcal{O} j k).$$

4. Bestimmung des Horizontalschubes aus der Arbeitsgleichung.

Der Horizontalschub läßt sich aus der Gleichsetzung der inneren und äußeren Arbeiten ermitteln. Es ist

$$(30) \quad \int_0^1 g_x \eta dx = \int_0^1 \frac{M_x^2 ds}{E J'} + \int_0^1 \frac{N_x^2}{E F'} ds.$$

Die für die Ermittlung von H maßgebende Gleichung lautet nach Durchführung der Integration der vorstehenden Gleichung.

$$(31) \quad \left[\begin{aligned} & \frac{B}{c^2 + \alpha^2} [g - 2 H c^2 W_3] (c \mathcal{C} \mathcal{O} j k \sin cl + \alpha \mathcal{S} \mathcal{I} n k \cos cl) \\ & + \frac{1}{2} \left(\frac{g z}{\alpha^2} - H c^2 W_3^2 \right) \left(1 + \frac{1}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n k \mathcal{C} \mathcal{O} j k \right) \\ & - \frac{1}{\alpha} [g W_1 + 2 H c^2 W_2 W_3] \mathcal{S} \mathcal{I} n k - H c \left[\frac{B^2}{2} (\sin cl \cos cl + cl) \right. \\ & \quad \left. + 2 B W_2 \sin cl + W^2 cl \right] \\ & - \frac{c^2 H J}{F} \left[1 + \frac{f^2 v^2 \alpha^2}{2} \left(\frac{1}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n k \mathcal{C} \mathcal{O} j k - 1 \right) \right] = 0. \end{aligned} \right.$$

Darin bedeuten:

$$(32) \quad W_1 = B \cos cl + \frac{z}{\alpha^2} \mathcal{C} \mathcal{O} j k$$

$$(33) \quad W_2 = (1 + v) f (w - 1) - n = -\frac{dJ}{F}$$

$$(34) \quad W_3 = f v - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2}.$$

Ein Ausdruck für H in expliciter Form ist nicht möglich.

Zur ziffernmäßigen Ausrechnung sind der Reihe nach die Hilfswerte aus den Gl. (1b, 2, 4, 8b, 9, 15, 28, 32, 33, 34), zu bestimmen.

Nach Ermittlung von H können die Werte M_x , Q_x , η , M_1 errechnet werden.

Wird die Wärmewirkung nicht berücksichtigt, so ist nach Gl. (15) $w = 1$ und $n = \frac{dJ}{F}$.

5. Berechnung des H aus den waagerechten Verschiebungen.

Für die waagerechte Verschiebung $d\xi$ eines Bogenelementes, wenn die Ordinaten η positiv nach abwärts gezählt werden und die

spezifische Längenänderung des Elementes mit ω bezeichnet wird, ist folgende Gleichung maßgebend¹²

$$(a) \quad \frac{d\xi}{dx} = -\omega \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{d\eta}{dx} \frac{dy}{dx}.$$

Für eine Druckkraft N_x und eine Wärmeänderung $\pm t^\circ$ wird.

$$(b) \quad \omega = \frac{N_x}{E F'} \mp \varepsilon t = \frac{H}{E F' \cos \varphi} \mp \varepsilon t.$$

F' ist der wirkliche Bogen-Querschnitt.

$$d\xi = -\omega (1 + y'^2) dx + \eta' y' dx$$

$$(c) \quad y' = -f v \alpha \mathcal{S} \mathcal{I} n \alpha x$$

$$(d) \quad \eta' = c (A \cos cx - B \sin cx) + \frac{V}{H} + \frac{z}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n \alpha x.$$

In die Gleichung für $d\xi$ eingesetzt, wird

$$d\xi = -\omega (1 + f^2 v^2 \alpha^2 \mathcal{S} \mathcal{I} n^2 \alpha x) dx - f v \alpha \mathcal{S} \mathcal{I} n \alpha x \left[c (A \cos cx - B \sin cx) + \frac{V}{H} + \frac{z}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n \alpha x \right] dx.$$

Die Gesamtverschiebung $\Delta l = \int_{-1}^{+1} d\xi$ muß bei unverrückbaren Widerlagern null werden, $\Delta l = 0$ und für symmetrische Lasten $\frac{\Delta l}{2} = 0$.

Die Gesamtverschiebung wird nach Integration

$$(e) \quad \left\{ \begin{aligned} \Delta l &= -2 \omega l - f v (z + \omega f v \alpha^2) \left(-1 + \frac{1}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n k \mathcal{C} \mathcal{O} j k \right) \\ &- \frac{2 f v \alpha c B}{c^2 + \alpha^2} (c \mathcal{S} \mathcal{I} n k \cos cl - \alpha \mathcal{C} \mathcal{O} j k \sin cl) = 0 \end{aligned} \right.$$

Diese Gleichung ist die Bestimmungsgleichung für H , aus welcher dieser Wert durch Probieren gefunden werden kann.

Für symmetrische Lasten ist $A = 0$, $V = 0$. Nach Einsetzen der Gl. (b) ergibt sich

$$(f) \quad \left\{ \begin{aligned} & - \left(\frac{H}{E F' \cos \varphi} \mp \varepsilon t \right) l - \frac{f v}{2} \left[z + \left(\frac{H}{E F' \cos \varphi} \mp \varepsilon t \right) f v \alpha^2 \right] \\ & \left(-1 + \frac{1}{\alpha} \mathcal{S} \mathcal{I} n k \mathcal{C} \mathcal{O} j k \right) - \frac{f v \alpha c B}{c^2 + \alpha^2} (c \mathcal{S} \mathcal{I} n k \cos cl \\ & - \alpha \mathcal{C} \mathcal{O} j k \sin cl) = 0. \end{aligned} \right.$$

Diese Gl. (f) führt bei der Ermittlung des Horizontalschubes H rascher zum Ziel als Gl. (31).

6. Der Zweigelenkbogen bei stetiger Vollbelastung mit g_x .

Für diesen Fall ist in Gl. (7, 10, 16, 17, 19, 22, 30), $M_1 = 0$ und $V = 0$ einzusetzen. Auch hier ist die Integrationskonstante $A = 0$ und B läßt sich aus der Bedingung für $x = 1$, $\eta = 0$ errechnen. Die Bedingungsgleichung lautet

$$B \cos cl - \frac{g}{\alpha^2 H} \mathcal{C} \mathcal{O} j k + f' + \frac{z}{\alpha^2} \mathcal{C} \mathcal{O} j k = 0$$

woraus

$$(35) \quad B = \frac{1}{\cos cl} \left[-f' + \frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{g}{H} - z \right) \mathcal{C} \mathcal{O} j k \right].$$

Der Horizontalschub rechnet sich aus Gl. (30), wobei auf $M_1 = 0$ zu achten ist.

II. Vollbelastung des eingespannten Bogens mit der gleichmäßig verteilten Last $p =$ konstant einschließlich Wärme-, bzw. Schwindwirkung.

Das Moment \mathfrak{M}_x ist in diesem Falle (Abb. 2)

$$(36) \quad \mathfrak{M}_x = \frac{P}{2} (l^2 - x^2).$$

¹² Müller-Breslau: Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken, 1880. S. 13, Gl. 22. — Neuere Methoden der Festigkeitslehre, S. 249.

Wir erhalten ferner, wenn dieser Wert an Stelle des Ausdrucks in Gl. (14) eingesetzt wird aus Gl. (17)

$$(37) \quad F'(x) = -\frac{P x}{H} + f v w \alpha \sin \alpha x,$$

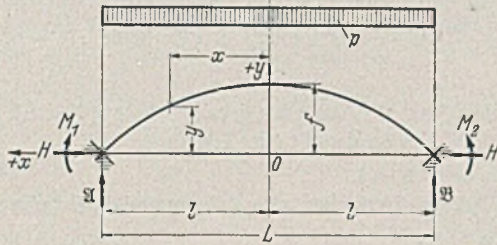


Abb. 2. Eingespannter Bogen. Gleichmäßig verteilte Vollbelastung mit p.

aus Gl. (18)

$$(38) \quad F''(x) = -\frac{P}{H} + f v w \alpha^2 \cos \alpha x,$$

aus Gl. (19) unter Einführung der Bezeichnung

$$(39) \quad R_1 = f v w \left(\frac{\alpha^2}{c^2} - 1 \right) - R.$$

$$(40) \quad \eta = B \cos c x - \frac{P}{H} \left[\frac{l^2 - x^2}{2} + \frac{l}{c^2} \right] + f' - \frac{M_1}{H} + R_1 \cos \alpha x.$$

Aus Gl. (22a)

$$(41) \quad \eta' = -B c \sin c x + \frac{P x}{H} + R_1 \alpha \sin \alpha x,$$

aus Gl. (23a)

$$(42) \quad \eta'' = -B c^2 \cos c x + \frac{P}{H} + R_1 \alpha^2 \cos \alpha x,$$

aus Gl. (25)

$$(43) \quad M_x = H \left[B \cos c x - \frac{P}{H c^2} + W_2 + W_4 \cos \alpha x \right].$$

wobei

$$(44) \quad \begin{cases} W_2 = f(1+v)(w-1) - n \\ W_4 = f v + R_1 \end{cases}$$

aus Gl. (26)

$$(45) \quad Q_x = -H [B c \sin c x - W_4 \alpha \sin \alpha x].$$

Die Integrationskonstanten sind

$$(46) \quad A = 0, \quad B = \frac{1}{c \sin c l} \left(\frac{P l}{H} + R_1 \alpha \sin \alpha l \right)$$

und aus der Bedingung, daß für $x = l$, $\eta = 0$ sein muß, das Einspannmoment aus Gl. (29)

$$(47) \quad M_1 = H \left[-\frac{P}{c^2 H} + B \cos c l + f' + R_1 \cos \alpha l \right].$$

Wird dieser Wert in Gl. (40) eingesetzt und außerdem

$$(48) \quad W_1 = B \cos c l + \frac{P l^2}{2 H} + R_1 \cos \alpha l$$

gesetzt, so entsteht

$$(49) \quad \eta = \frac{P x^2}{2 H} + B \cos c x + R_1 \cos \alpha x - W_1.$$

III. Teilweise Belastung des eingespannten Bogens mit der gleichförmig verteilten Last p und Wärmewirkung.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 3 erhält man

$$(50) \quad \mathfrak{A} = \frac{P b}{4 l} (4 l - b), \quad \mathfrak{B} = \frac{P b^2}{4 l}.$$

Die Momente im statisch bestimmten System werden in drei Bereiche geteilt, \mathfrak{M}_x , \mathfrak{M}'_x , \mathfrak{M}''_x wie in der Abb. 3 angedeutet. Es ist

$$(51) \quad \left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_x &= \frac{P}{2} (1-x) [b' - (1-x)] \\ \text{wobei} \\ b' &= \frac{b}{2 l} (4 l - b) \\ \mathfrak{M}_x &= \frac{P b^2}{4 l} (1+x) = \mathfrak{M}''_x. \end{aligned} \right\}$$

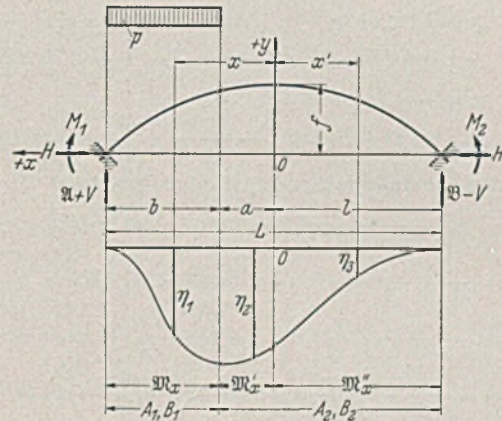


Abb. 3. Eingespannter Bogen. Teilbelastung mit p, Biegelinie, Momentenbezeichnung und Integrationskonstanten für den belasteten und unbelasteten Bereich.

Im gegebenen System, für den beiderseits eingespannten Bogen, sind die Momente nach Gl. (7) dem belasteten bzw. unbelasteten Bereiche anzupassen.

$$(60) \quad \left. \begin{aligned} \text{a) für } l > x > a \quad M_x &= \mathfrak{M}_x + V(1-x) - H \cdot (y - \eta_1) + M_1 \\ \text{b) für } a > x > 0 \quad M'_x &= \mathfrak{M}'_x + V(1-x) - H \cdot (y - \eta_2) + M_1 \\ \text{c) für } 0 < -x < -l, M''_x &= \mathfrak{M}''_x + V(1-x) - H \cdot (y - \eta_3) + M_1 \end{aligned} \right\}$$

Im belasteten Bereiche a bezeichnen wir die Integrationskonstanten mit A_1, B_1 , im unbelasteten Bereiche b und c mit A_2, B_2 . Wir bezeichnen vorübergehend

$$(52) \quad \left. \begin{aligned} S &= f' - \frac{V(1-x)}{H} - \frac{M_1}{H} + R_1 \cos \alpha x \\ S' &= \frac{V}{H} + R_1 \alpha \sin \alpha x = \frac{dS}{dx}. \end{aligned} \right\}$$

Die Gleichungen für die Durchbiegungen η lauten

$$(53) \quad \left. \begin{aligned} \eta_1 &= A_1 \sin c x + B_1 \cos c x - \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - \frac{P}{c^2 H} + S \\ \eta_2 &= A_2 \sin c x + B_2 \cos c x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{H} + S = \eta_3 \\ \text{ihre Ableitungen} \\ \eta'_1 &= c (A_1 \cos c x - B_1 \sin c x) - \frac{P}{2 H} [-b' + 2(1-x)] + S' \\ \eta'_2 &= c (A_2 \cos c x - B_2 \sin c x) - \frac{P b^2}{4 l H} + S' = \eta'_3. \end{aligned} \right\}$$

1. Bestimmung der Integrationskonstanten
Unbekannt sind $M_1, V, A_1, B_1, A_2, B_2$. Die Integrationskonstanten ergeben sich aus nachstehenden 6 Randbedingungen.

Wir erhalten:

$$\begin{aligned}
 & 1. \text{ für } x = a, \eta_1 = \eta_2 \\
 & \quad (A_1 - A_2) \sin c a + (B_1 - B_2) \cos c a = \frac{P}{H c^2} \\
 & 2. \text{ für } x = a, \eta'_1 = \eta'_2 \\
 & \quad (A_1 - A_2) c \cos c a - (B_1 - B_2) c \sin c a = 0 \\
 & 3. \text{ für } x = l, \eta_1 = 0 \\
 & \quad A_1 \sin c l + B_1 \cos c l - \frac{P}{H c^2} + f' - \frac{M_1}{H} + R_1 \mathcal{C}o j k = 0 \\
 & 4. \text{ für } x = -l, \eta_3 = 0 \\
 & \quad -A_2 \sin c l + B_2 \cos c l + f' - \frac{M_1}{H} - \frac{2Vl}{H} + R_1 \mathcal{C}o j k = 0 \\
 & 5. \text{ für } x = l, \eta'_1 = 0 \\
 & \quad A_1 c \cos c l - B_1 c \sin c l + \frac{P b'}{2H} + \frac{V}{H} + R_1 \alpha \mathcal{S}i n k = 0 \\
 & 6. \text{ für } x = -l, \eta'_3 = 0 \\
 & \quad A_2 c \cos c l + B_2 c \sin c l - \frac{P b^2}{4lH} + \frac{V}{H} - R_1 \alpha \mathcal{S}i n k = 0.
 \end{aligned}
 \tag{54}$$

Daraus werden die Integrationskonstanten bestimmt

$$\begin{aligned}
 & A_1 = + \frac{1}{H \sin c l} \left[\frac{P}{2c^2} [1 - \cos c (l+a)] + V l \right] \\
 & A_2 = \frac{1}{H \sin c l} \left[\frac{P}{2c^2} [1 - \cos c (l-a)] + V l \right] \\
 & B_1 = \frac{1}{2c \sin c l} \left[\frac{P}{cH} \sin c (l+a) + \frac{P b}{H} + 2\alpha R_1 \mathcal{S}i n k \right] \\
 & B_2 = - \frac{1}{2c \sin c l} \left[\frac{P}{cH} \sin c (l-a) - \frac{P b}{H} - 2\alpha R_1 \mathcal{S}i n k \right].
 \end{aligned}
 \tag{55}$$

Das Kämpfermoment M_1 läßt sich aus der 3. Gl. (54) rechnen. Es ist

$$\begin{aligned}
 & M_1 = - \frac{P}{c^2} + H (A_1 \sin c l + B_1 \cos c l + f' + R_1 \mathcal{C}o j k). \\
 & \text{Das rechte Kämpfermoment } M_2 \text{ wird aus Gl. (4) unter Beachtung, daß } M_2 = M_1 + 2Vl, \text{ bestimmt} \\
 & M_2 = H (-A_2 \sin c l + B_2 \cos c l + f' + R_1 \mathcal{C}o j k).
 \end{aligned}
 \tag{56}$$

Aus Gl. (5) und (6) ist V errechenbar, wenn $(A_1 + A_2)$ und $(B_1 - B_2)$ durch ihre Werte ausgedrückt werden.

$$\begin{aligned}
 & V = \frac{P}{2c(1 - c \cot c l)} \left[\cot c l (\cos c a \cos c l - 1) \right. \\
 & \quad \left. + \cos c a \sin c l - \frac{bc}{2l} (l+a) \right].
 \end{aligned}
 \tag{57}$$

Endlich ergeben sich die Momente und Querkräfte für $l > x > a$, (belasteter Bereich),

$$\begin{aligned}
 & M_x = H \left[(A_1 \sin c x + B_1 \cos c x) - \frac{P}{H c^2} + W_2 \right. \\
 & \quad \left. + (R_1 + f v) \mathcal{C}o j \alpha x \right],
 \end{aligned}
 \tag{58}$$

$$Q_x = H [c (A \cos c x - B_1 \sin c x) + (R_1 + f v) \alpha \mathcal{S}i n \alpha x]$$

für $a > x > 0$

$$\begin{aligned}
 & M'_x = H [A_2 \sin c x + B_2 \cos c x + W_2 + (R_1 + f v) \mathcal{C}o j \alpha x] \\
 & Q'_x = H [c (A_2 \cos c x - B_2 \sin c x) + (R_1 + f v) \alpha \mathcal{S}i n \alpha x].
 \end{aligned}
 \tag{58a}$$

2. Bestimmung des Horizontalschubes.

Wird für die Ermittlung von H die Nullsetzung der waagerechten Verschiebungen herangezogen, so erhält man nachstehende einfachere Bestimmungsgleichung für H bei teilweiser Belastung des Bogens mit p (Abb. 3).

$$\begin{aligned}
 & - \frac{2H}{EF} \left[1 + f^2 v^2 \alpha^2 \left(-1 + \frac{1}{\alpha} \mathcal{S}i n k \mathcal{C}o j k \right) \right] \\
 & - (\mathcal{C}o j k - \mathcal{C}o j \alpha a) \frac{f v p}{H} \left[\left(\frac{b'}{2} - 1 \right) + \frac{b^2}{4l} \right] \\
 & - R_1 f v \alpha^2 \left[-1 + \frac{1}{\alpha} \mathcal{S}i n k \mathcal{C}o j k \right] - \frac{f v p}{H} [l \mathcal{C}o j k - a \mathcal{C}o j \alpha a] \\
 & - \frac{1}{\alpha} (\mathcal{S}i n k - \mathcal{S}i n \alpha a) \left[- \frac{f v \alpha c}{c^2 + \alpha^2} (A_1 - A_2) [(\mathcal{S}i n k \sin c l \right. \right. \\
 & \quad \left. \left. - \mathcal{S}i n \alpha a \sin c a) c + (\mathcal{C}o j k \cos c l - \mathcal{C}o j \alpha a \cos c a) \alpha \right] \right. \\
 & \quad \left. + \frac{f v \alpha c}{c^2 + \alpha^2} [(B_1 + B_2) (-c \mathcal{S}i n k \sin c l + \alpha \mathcal{C}o j k \sin c l) \right. \\
 & \quad \left. + (B_1 - B_2) (c \mathcal{S}i n \alpha a \cos c a - \alpha \mathcal{C}o j \alpha a \sin c a) \right] = 0.
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Für die Vollbelastung mit p und Wärmewirkung ist H aus nachstehender Gleichung zu ermitteln.

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \left(\frac{H}{EF} \mp \varepsilon t \right) l + \left\{ f v \alpha^2 \left[\left(\frac{H}{EF} \mp \varepsilon t \right) f v + \frac{R_1}{2} \right] \right. \right. \\
 & \quad \left. \left. \left(-1 + \frac{1}{\alpha} \mathcal{S}i n k \mathcal{C}o j k \right) \right\} + \frac{f v p}{H} [l (\mathcal{C}o j k - 1) - \frac{1}{\alpha} \mathcal{S}i n k] \right\} \\
 & \quad - \frac{f v \alpha B c}{c^2 + \alpha^2} (-c \mathcal{S}i n k \cos c l + \alpha \mathcal{C}o j k \sin c l) = 0.
 \end{aligned}
 \tag{II}$$

3. Halbseitige Belastung mit der gleichmäßig verteilten Last p .

Es ist $a = 0, b = l$.

Diese Werte vereinfachen alle Integrationskonstanten, wobei außerdem $A_1 = A_2$ wird.

$$V = \frac{P}{2c(1 - c l \cot c l)} \left[\frac{1 - \cos c l}{\sin c l} - \frac{c l}{2} \right].
 \tag{59}$$

Während die übrigen Formeln für $M_1, M_2, M_x, Q_x, M'_x, Q'_x$ die gleichen bleiben.

IV. Dreigelenkbogen.

Vollbelastung mit g_x .

Es wird $V = 0, M_1 = 0$ und $M_x = 0$ für $x = l$ und $x = 0$. Diese Bedingungen reichen zur Ermittlung der Integrationskonstanten aus.

Vorerst ist für diesen symmetrischen Belastungsfall aus der Randbedingung $\eta'_{x=+l} = -\eta'_{x=-l}$. Es wird dabei aus Gl. (22a)

$$c(A \cos c l - B \sin c l) + \frac{z}{\alpha} \mathcal{S}i n k = -c(A \cos c l + B \sin c l) + \frac{z}{\alpha} \mathcal{S}i n k$$

$$\text{oder} \quad 2 A c \cos c l = 0$$

$$\text{daraus folgt} \quad A = 0.$$

Für $x = l$ ist $M_x = 0$.

Aus Gl. (25) wird

$$B \cos c l - \frac{dJ}{F} + W_3 \mathcal{C}o j k = 0$$

und

$$B = \frac{1}{\cos c l} \left(\frac{dJ}{F} - W_3 \mathcal{C}o j k \right)
 \tag{60}$$

was auch aus Gl. (19a) für $x = l, \eta = 0$ erhalten wird.

Man erhält weiter

$$\begin{aligned}
 & \eta = B \cos c x - \frac{g}{\alpha^2 H} \mathcal{C}o j k + f' + \frac{z}{\alpha^2} \mathcal{C}o j \alpha x \\
 & M_x = H \left[B \cos c x - \frac{dJ}{F} + W_3 \mathcal{C}o j \alpha x \right], \\
 & Q_x = H [-B c \sin c x + W_3 \alpha \mathcal{S}i n \alpha x].
 \end{aligned}
 \tag{61}$$

V. Beispiel.

In folgenden ist die Anwendung der abgeleiteten Gleichungen für einen eingespannten Eisenbeton-Bogen mit einer Stützweite von $2l = 400$ m, und einer Pfeilhöhe von $f = 100$ m (Abb. 4), gezeigt. Es wäre zweckmäßiger gewesen, einen Bogen mit einem kleineren Pfeil zu untersuchen, da sich hierbei größere Formänderungen ergeben hätten. Es wurde aber mit diesem Beispiel auch der Zweck verfolgt, diese strenge Rechnung für den im Referate des Verfassers⁸ behandelten Eisenbetonbogen von 400 m Stützweite anzuwenden.

Diese Bogenbrücke, die übrigens die gleiche Form und Anordnung hat, wie sie *Dischinger* im Bauing 16 (1935) S. 125 veröffentlichte, war früher vollständig durchgerechnet und bemessen worden. Dieser Bemessung wurde aus anderen Gründen, die im zitierten Referate erörtert sind, ein konstanter Bogenquerschnitt zugrunde gelegt, weshalb sich hier die entwickelten Größen H, M mit jenen von *Dischinger* nicht unmittelbar vergleichen lassen, zumal auch die zulässigen Inanspruchnahmen höher gewählt worden sind. Die Einzellasten jeder Fahrbahnstütze wurden auf ihre

Entfernung stetig verteilt und damit eine stetige Belastungslinie g_x ermittelt, die der Rechnung zugrunde gelegt worden ist.

In dem vorliegenden Falle wurde 1. das Eigengewicht des Bogens und der Fahrbahn in der Rechnung berücksichtigt (Fall 1). 2. Eine Wärmeabnahme von 15°C , und ein Schwinden, einem Wärmeabfall von 35°C entsprechend, in Gänze von -50°C (Fall 2) untersucht. Auf Grund der ermittelten Lasten wurde für den 17 m breiten Bogen die Belastungslinie ermittelt.

Darnach waren folgende Größen gegeben:

$g_k = 189,5 \text{ t/m}$, $g = 99,0 \text{ t/m}$, $g_1 = 90,5 \text{ t/m}$, $E = 2,100.000 \text{ t/m}^2$,
 $m = 1,91414$, $k = 1,265904$, $v = 1,093923$,
 $\alpha = 0,00632952$, $\alpha^2 = 0,0000400628234$,
 $F = 35,412068 \text{ m}^2$, $J = 158,946752 \text{ m}^4$,
 beide Werte konstant.

Fall 1. Eigengewicht des Bogens und der Fahrbahn.
Vollbelastung mit g_x .

Für die Befriedigung der Gl. (31) war nach dreimaliger Rechnung $H = 22471 \text{ t}$ gefunden worden, wobei

$c^2 = 0,00006732113781 \text{ m}^{-2}$, $c = 0,008204946 \text{ m}^{-1}$, $cl = 1,6409892$,
 $\sin cl = 0,99753749$, $\cos cl = -0,07013523$, $z = 0,00001449152$,
 $B = 0,4565626$, $R = -0,12810106$, $W_1 = 0,660362076$,
 $n = 0,04750257 = -W_2$, $f \cdot v = 109,3923 \text{ m}$,
 $\frac{g_1 \cdot v}{\alpha^2 H} = 109,9691791$, $W_3 = f \cdot v + \frac{z}{\alpha^2} - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} = -0,2151592$,
 $\frac{dJ}{F} = -0,0477682$.

Mit diesen Werten wurden die Momente M_x aus Gl. (25) und die Durchbiegung η aus Gl. (19b) ermittelt. Die Rechnungsergebnisse sind für die einzelnen Bogenpunkte in der folgenden Zahlentafel gegeben und in Abb. 4 eingetragen. Zum Vergleiche finden sich

den die Momente M'_x aus der Ergänzungskraft $H'_g = -109,57 \text{ t}$ gerechnet.

$$(62) \quad H'_g = -H_g \frac{\frac{J}{F} \int ds}{\int y^2 ds + \frac{J}{F} \int ds \cos^2 \varphi};$$

Zahlentafel I. Momente und Durchbiegungen in Folge des Eigengewichtes g_x .

Bogenpunkt	Momente M_x t/m	Momente M'_x t/m	Unterschied in %	Durchbiegungen m
0/S	4357	3889	+ 12,1	0,158
1	4244	3827	+ 10,87	0,156
2	3906	3642	+ 7,25	0,150
3	3346	3330	+ 0,457	0,139
4	2572	2877	- 10,6	0,126
5	1592	2317	- 31,3	0,110
6	415	1604	- 74,0	0,092
7	- 945	745	-	0,073
8	- 2476	- 269	-	0,054
9	- 4159	- 1450	-	0,036
10	- 5983	- 2809	-	0,020
11	- 7928	- 4359	+ 82,0	0,008
12	- 9980	- 6118	+ 63,0	0,001
13/K	- 11041	- 7080	+ 56,0	0,000

Aus den Berechnungen ergibt sich, daß nach der Verformungstheorie die Eigengewichtsmomente im Kämpfer und Scheitel wesentlich größer werden, als nach der Elastizitätstheorie für die unverformte Achse, und zwar im Kämpfer um 56%, im Scheitel um 12,1%. Diese Unterschiede sind aber auch größer als jene, die sich im allgemeinen nach der Verformungstheorie für eine parabolische Bogenachse und für gleichmäßig verteilte Belastungen ergeben. Dieser Umstand spricht dafür, daß das hier gegebene Rechenverfahren besonders bei großem Pfeil genauer ist und selbstverständlich auch für flache Bogen in Frage kommen sollte. Aus der Abb. 4 ist auch der Unterschied der M_x -Werte (vollausgezogene Linie) und der M'_x -Werte (gestrichelte Linie) ersichtlich gemacht.

Die Durchbiegung des Bogens beträgt im Scheitel für das Brückeneigengewicht $\eta = 158 \text{ mm}$ d. i. $1/2530 \text{ l}$ für $E = 210.000 \text{ kg/cm}^2$.

Zur Kontrolle wurde der Horizontalschub H auch aus der Nullsetzung der Verschiebung der Kämpfer ermittelt, indem die Gleichung

$$\Delta l = \int_{-1}^{+1} \left[-\frac{H}{E F' \cos \varphi} (1 + \dot{y}^2) + \dot{\eta} \dot{y} \right] dx = 0$$

herangezogen wurde. Die Lösung ergab gleichfalls $H = 22,471 \text{ t}$. Zu diesen ziffernmäßigen Auswertungen sind noch einige Bemerkungen erforderlich. Die Gleichungen, aus denen H ermittelt wird, und zwar aus der Formänderungsarbeit, und den waagerechten Verschiebungen, sind sehr empfindlich. Es ist deshalb die Rechenmaschine heranzuziehen.

Bei Verwendung der zweitgenannten Bestimmungsgleichung muß man bei der Rechnung trachten, wenn nicht beim Einsetzen des angenommenen Wertes H die waagerechte Verschiebung $\Delta l = 0$ herauskommt, doch höchstens erst in der fünften oder höheren Dezimalstelle einen Zifferwert zu erhalten.

Rechnet man H aus der Formänderungsarbeit, so genügt es, wenn ein Zifferwert schon in der ersten Dezimale eintritt, die Genauigkeit als ausreichend zu betrachten.

Fall 2. Eigengewicht des Bogens und der Fahrbahn und Wärmeabnahme von -15°C und -35°C für Schwinden (Abb. 5).

Nach Gl. (f) wurde mit $t = -50^\circ\text{C}$ der Horizontalschub $H = 22228 \text{ t}$ gefunden, wobei $\epsilon = 0,000012$ für 1°C eingesetzt worden ist.

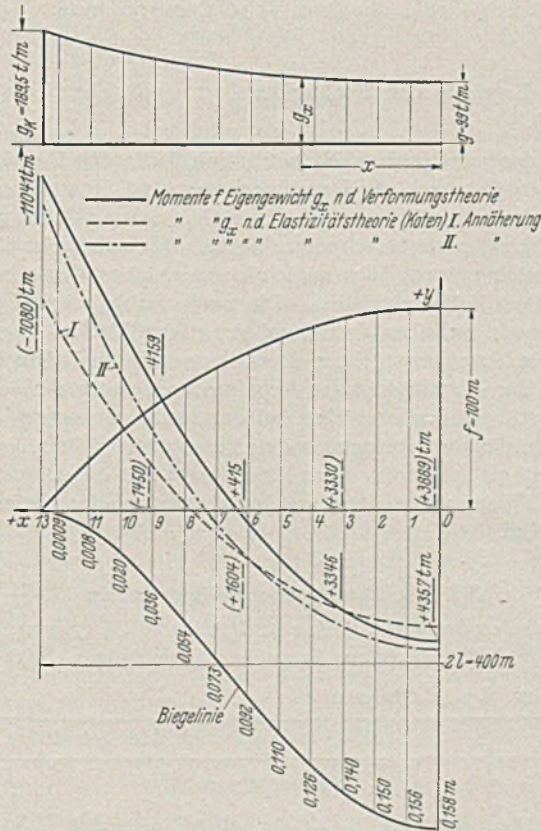


Abb. 4. Momenten- und Biegelinie für einen Bogen von 400 m Stützweite für Eigengewicht. Verformungs- und Elastizitätstheorie.

in der zweiten Spalte die Momente M'_x , die nach der Elastizitätstheorie gerechnet worden sind und außerdem die Unterschiede in Hundertteilen, bezogen auf die Momentenwerte M_x . Dabei wur-

Dabei war: $c^2 = 0,00006659313 \text{ m}^{-2}$, $z = 0,00004351699$
 $c = 0,00816046 \text{ m}^{-1}$, $B = 1,377674456$,
 $cl = 1,63209228$, $w = 1,00036096$,
 $\sin cl = 0,99813339$, $W_3 = -0,69296212$,
 $\cos cl = -0,06125757$.

Die Momente und die Durchbiegung für diesen Fall 2 sind in der Zahlentafel II gegeben, darin finden sich auch die Momente M'_x nach der Elastizitätstheorie eingetragen sowie die Unterschiede in %.

Zahlentafel II. Momente und Durchbiegungen infolge des Eigengewichtes g_x , der Wärmeabnahme und des Schwindens (zusammen -50°C).

Bogenpunkt	Momente M_x t/m	Momente M'_x t/m (Elast.-Th.)	Unterschied in %	Durchbiegung in m
0/S	14163	11997	18,1	0,469
1	13824	11807	17,1	0,463
2	12808	11235	14,1	0,444
3	11126	10275	8,5	0,416
4	8800	8875	—	0,375
5	5849	7148	—	0,328
6	2305	4950	—	0,274
7	— 1795	2299	—	0,218
8	— 6414	— 831	—	0,153
9	— 11509	— 4473	—	0,105
10	— 17032	— 8665	96,8	0,058
11	— 22938	— 13448	70,5	0,023
12	— 29181	— 18873	54,8	0,003
13/K	— 32415	— 21843	48,3	0

Nach der Verformungstheorie ergeben sich für diesen Fall 2 im Kämpfer um 48,3%, im Scheitel um 18,1% größere Momente als nach der Elastizitätstheorie. Der Verlauf der Momente und der Durchbiegungen ist in Abb. 5 eingetragen. (M_x voll ausgezogen, M'_x gestrichelt.) Die Durchbiegung im Bogenscheitel erreicht $46,9 \text{ cm} = \frac{1}{855} \text{ l}$.

Ungefähr $\frac{2}{3}$ dieses Wertes rühren von der Wirkung der Wärmeabnahme und vom Schwinden her, während bloß etwa $\frac{1}{3}$ dem Eigengewicht zuzuschreiben ist. Der Unterschied des Horizontalschubes zwischen Fall 2 und Fall 1 beträgt nach der Verformungstheorie 243 t, während sich nach der Elastizitätstheorie für 50°C Wärmeabfall ein Horizontalschub von bloß 228,70 t ergibt.

Die ziffernmäßige Auswertung haben meine Assistenten Ing. E. Haulena und Ing. Forberich in dankenswerter Weise ausgeführt.

Kontrolle nach der Elastizitätstheorie durch Iteration.

Die vorstehenden ziffernmäßigen Rechnungen wurden nach der Elastizitätstheorie durch Iteration überprüft und zwar für beide vorstehenden Fälle. Hierbei wurden sowohl die Gewichte der Bogenstücke, die Momente M_x aus den bezüglichen Integralen, als auch die verformten Achsen und Bogenstücklängen genau berechnet, während die Vergleichswerte der Elastizitätstheorie in den früheren Beispielen aus der in großem Maßstabe aufgetragenen Belastungskurve ermittelt wurden. Die erste Annäherung bezieht sich auf die ursprüngliche Bogenachse einschließlich der Bogenver-

kürzung, die 2. Annäherung auf die bei der ersten Annäherung verformte Achse. Die bezüglichen Momentenlinien I, II sind in den Abb. 4 und 5 eingetragen.

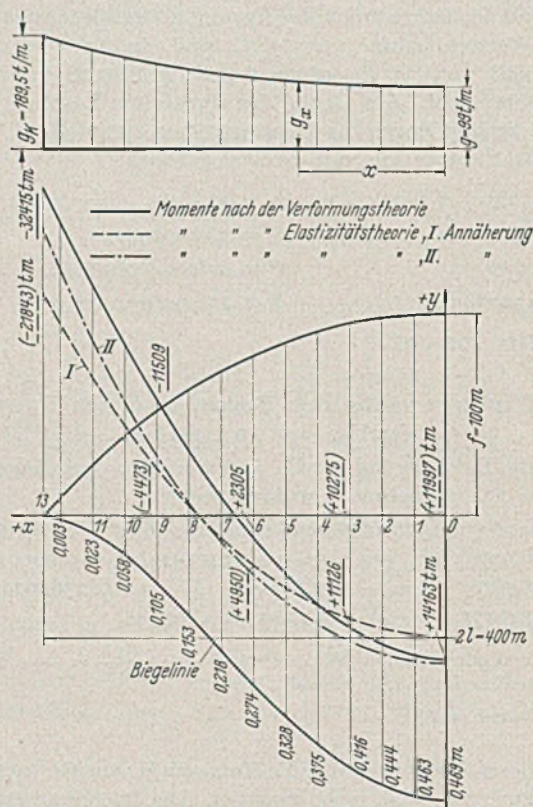


Abb. 5. Momenten- und Biegelinie für einen Bogen von 400 m Stützweite für Eigengewicht, Wärmeabfall (-15°) und Schwinden (-35°), zusammen -50°C entsprechend.

Das Ergebnis der Rechnungen ist nachstehendes (Zahlentafel III).

Bei der schrittweisen Näherung mit Hilfe des Iterationsverfahrens ergaben sich die Durchbiegungen und Kämpfermomente noch bei der 2. Annäherung kleiner als die wirklichen nach der Verformungstheorie berechneten Werte. Das umgekehrte gilt für das Scheitelmoment. Dies zeigte sich in gleicher Weise in beiden behandelten Belastungsfällen. Die noch verbleibenden geringen Unterschiede zwischen den Ergebnissen der Verformungstheorie und der 2. Annäherung beim Iterationsverfahren haben ihre Ursache in der Ungültigkeit des Superpositionsgesetzes bei der Verformungstheorie, welches aber bei der Iteration verwendet wird. Eine 3. Annäherung bringt nur eine geringe Vergrößerung der vorher berechneten Werte, deren Grenzwerte für die Durchbiegung und die Kämpfermomente etwas kleiner als jene der Verformungstheorie sind.

VI. Einführung eines veränderlichen d.

Bezüglich des in der Differentialgleichung Gl. (7) von Fritz Theorie und Berechnung vollwandiger Bogenträger (S. 7) für eine

Zahlentafel III. Ergebnisse der Iteration.

	Fall 1. Eigengewicht.					Fall 2. Eigengewicht und Schwinden				
	Momente t/m				Durchbiegung Scheitel m	Momente t/m				Durchbiegung Scheitel m
	Scheitel	$\Delta \%$	Kämpfer	$\Delta \%$		Scheitel	$\Delta \%$	Kämpfer	$\Delta \%$	
1. Annäherung (Elastizitätstheorie)	3876	—	7056	—	0,149	11240	—	20464	—	0,430
2. Annäherung (Elastizitätstheorie)	4632	19,5	10072	42,6	0,150	14643	30,2	28313	38,2	0,436
Verformungstheorie	4357	11,2	11042	56,0	0,158	14164	26,0	32416	58,5	0,469

parabolische Bogenachse verwendeten Ausdruckes

$$s = \frac{1 + \cos \varphi_v}{\cos \varphi_v} \doteq 2$$

sei bemerkt, daß dieser wohl nur für flache Bogen praktisch genügend genau ist. Für einen nach der Stützlinie für die tatsächlichen Eigenlasten gefornnten Bogen mit großer Pfeilhöhe ist dieser Wert viel größer und wird für den im Beispiel vorliegenden Fall sogar $s = 2,64$, was sich im H und besonders in den Momenten ausdrückt, die größer werden als für $s = 2,0$.

Um diese Unsicherheit zu beseitigen ist es notwendig, d nicht konstant anzunehmen, sondern seiner Veränderlichkeit Rechnung zu tragen und das ist möglich. In unserer Abhandlung entspricht d nicht dem gleichen, aber dem analogen Wert s .

Wird d für den Kämpfer d_k und den Scheitel d_s für die vorliegende Bogenachse vorerst ziffernmäßig ermittelt, was ohne weiters möglich ist, und $d_k - d_s = d_1$ gesetzt, so läßt sich auf Grund durchgeführter Rechnung mit den Bezeichnungen der Abhandlung das d_x für einen beliebigen Bogenpunkt ausdrücken durch

$$\begin{aligned} d_x &= d_s - v d_1 (1 - \cos \alpha x) = a + b \cos \alpha x \\ a &= d_s - v d_1 \\ b &= v d_1. \end{aligned}$$

Dieser Ausdruck d_x entspricht ziemlich genau der Gesetz-

mäßigkeit, die der wirkliche Verlauf der d für alle Bogenpunkte zeigt. In Abb. 6 ist der Verlauf der d -Kurve für den im Beispiel behandelten Bogen eingetragen. Nun kann man statt $\frac{J}{F} d$ den Ausdruck $\frac{J}{F} (a + b \cos \alpha x)$ setzen und in den Gleichungen, die $\frac{J}{F} d$

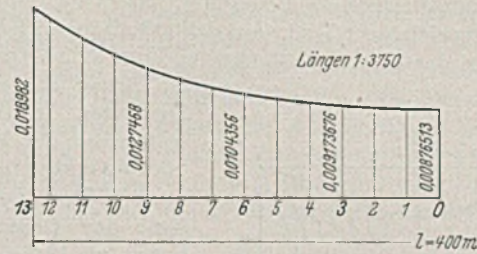


Abb. 6. Verlauf der d -Kurve für einen Bogen von 400 m Stützweite.

enthalten, den Ausdruck $\frac{J}{F} a$ zu den sonstigen konstanten Werten schlagen und $\frac{J b}{F}$ zu jenen Größen hinzufügen, die als Faktoren von $\cos \alpha x$ auftreten. (Gl. 8a, 10, 11, 16, 19, 25 ...)

Auf diese Weise ist der Veränderlichkeit von d Rechnung getragen.

BAUGRUNDFRAGEN IN BERGBAUGEBIETEN.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Carp, Essen ¹.

Übersicht: Aktive Baugrundbewegungen infolge Belastung durch ein Bauwerk. Im Gegensatz dazu passive Bewegungen, verursacht durch Bergbau. Angabe einiger Fachliteratur. Senkrechte und waagerechte Bewegungen der Erdoberfläche. Jene verändern die Auflagebedingungen der Bauwerke: Biegemomente und Schiefstellung. Aus den waagerechten Bewegungen Pressungs- und Zerrungskräfte. Berechnung der Kräfte. Schlußfolgerungen für die Ausbildung der Bauwerke. Ausführungsbeispiel.

I. Einleitung.

Durch die in den letzten Jahren in Deutschland stark betriebene Baugrundforschung sind weite Fachkreise über wichtige Eigenschaften des Baugrundes unterrichtet worden, die ihnen früher unbekannt waren. Dahin gehört z. B. die Erkenntnis, daß jede Belastung des Untergrundes durch ein Bauwerk unvermeidlich verbunden ist mit einer Zusammenpressung des Bodens und einem Absinken des Bauwerks. Das Setzungsmaß ist abhängig u. a. von der Größe der Belastungsfläche und der Pressung, von der Beschaffenheit des Untergrundes und von der Zeit, dieses u. U. sogar erheblich. Will der Ingenieur Schäden an seinen Bauten vermeiden, so muß er die verschieden großen Setzungen unterschiedlich belasteter Bauwerkteile durch entsprechende Maßnahmen berücksichtigen.

Diese Bewegungen des Baugrundes können als passiv bezeichnet werden, weil der Boden durch das Bauwerk Zusammenrückungen erleidet. Im Gegensatz dazu kann man die Bewegungen des Baugrundes infolge des Bergbaues aktiv nennen, weil hier die Bewegung vom Baugrunde ausgeht und das Bauwerk, dem im wahrsten Sinne des Wortes der Boden unter den Füßen weggezogen wird, nachfolgt. Zwischen den beiden Fällen besteht in der Auswirkung der senkrechten Bodenbewegungen auf die Bauwerke, abgesehen von der verschiedenen Größe der Bewegungen, grundsätzlich kein Unterschied. Die Folgeerscheinungen des Bergbaues kann man in vielen Fällen als mehrfach verstärkten Einfluß eines schlechten Baugrundes ansehen. Deshalb werden die Erfahrungen, die der Ingenieur in einem Bergbaugebiete macht, auch für diejenigen Fachleute lehrreich sein, die nur in bergbaufreiem Gelände zu arbeiten gewohnt sind.

¹ Mitteilung aus dem Arbeitsgebiete der Emschergenossenschaft. Nach einem in der Sitzung des Deutschen Baugrundausschusses vom 21. Mai 1937 in Düsseldorf erstatteten Bericht.

Die folgenden Ausführungen sollen einen kurzen Überblick über den heutigen Stand der Baugrundfrage in Bergbaugebieten geben. Die Fachliteratur über dieses Grenzgebiet zwischen Bauingenieurwesen und Bergbaukunde ist umfangreicher als oft angenommen wird. Aber sie findet sich meist als Einzelaufsätze in Zeitschriften verstreut. Veröffentlichungen in Buchform sind selten. Die Verfasser sind in der Mehrzahl Bergleute und schreiben naturgemäß vorwiegend in bergtechnischen Zeitschriften. Erwähnt seien die zahlreichen Veröffentlichungen von Oberste-Brink ². Die kurz nach dem Kriege geschriebenen grundlegenden Aufsätze von Mautner ³ behandeln die Fragen vorwiegend vom Standpunkte des Bauingenieurs aus. Eine zusammenhängende Darstellung der bergbaulichen Wirkungen gibt auch Kögler ⁴.

II. Veränderungen des Baugrundes durch bergbauliche Einwirkungen.

Um den Einfluß des Bergbaues auf Bauwerke verstehen zu können und Abhilfe gegen Schäden zu finden, muß man die verschieden gestalteten Bodenbewegungen kennen. Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß beim Abbau der Kohlenflöze unter Tage Hohlräume entstehen, die zum Absinken der darüber liegenden Erdschichten führen. Von den drei Hauptarten der hierbei sich einstellenden Auswirkungen an der Erdoberfläche ⁵, nämlich Tagebrüche, Erdrisse und Senkungsmulden, sind die letzteren die bekanntesten und verbreitetsten. Sie allein sollen hier behandelt werden. In Abb. 1 ist eine Senkungsmulde nach Kei-

² Oberste-Brink: Markscheidewesen und Bergschadenkunde. Mitt. Markscheidewes. 37 (1926) S. 33. — Das Wesen des Bewegungsvorganges bei Bodensenkungen infolge von Einwirkungen des Bergbaues. Glückauf 65 (1929) S. 121. — Der heutige Stand der Bergschadenfrage. Mitt. Markscheidewes. 46 (1935) S. 48.

³ Mautner: Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung in Bergsenkungsgebieten. Bauing. 1 (1920) S. 144. — Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbausenkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbetonbauweise. Dtsch. Bauztg. 8 (1922) Mitt. über Zement usw. Nr. 6—8.

⁴ Kögler: Die Verwendung von Eisenbeton zur Sicherung von Bauwerken gegen Bergschäden. (Emperger, Handbuch für Eisenbeton, 8. Band.) Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1922.

⁵ Carp: Über Bergschäden im Ruhrgebiete und ihre Vermeidung. Bautechn. 15 (1937) S. 213.

horst⁶ dargestellt. Zwischen den Punkten A und B ist das Flöz abgebaut worden. Die über ihm liegenden Erdschichten sinken in den Pfeilrichtungen abwärts, wobei die einzelnen Punkte gleichzeitig eine senkrechte und eine waagerechte Bewegung erfahren. Diese verschieden großen, seitlichen Verschiebungen sind unter den Senkungen angegeben. Der über dem Abbaustöß liegende Punkt 5 erfährt die größte seitliche Bewegung; bei den Punkten 1 und 9 sind die Verschiebungen Null. Aus den unterschiedlichen seitlichen Bewegungen der einzelnen Punkte ergeben sich Zerrungen und Pressungen. Sie sind in der untersten Kurve dargestellt. Die Zerrungen treten in der Außenzone der Mulden auf, die Pressungen im mittleren Bereich. Unter dem Scheitelpunkt der Gesamtverschiebungslinie befindet sich der Übergang von Zerrung zu Pressung.

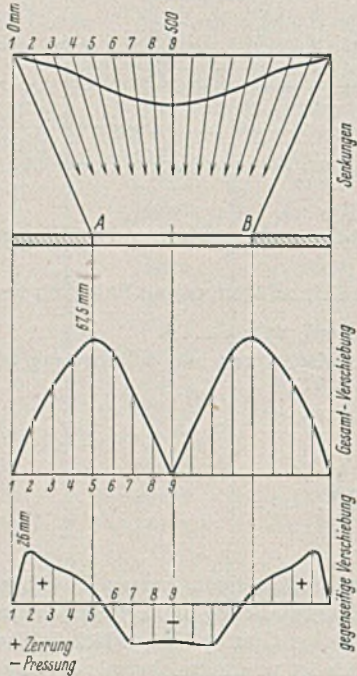


Abb. 1. Senkungsmulde nach Keinhorst.

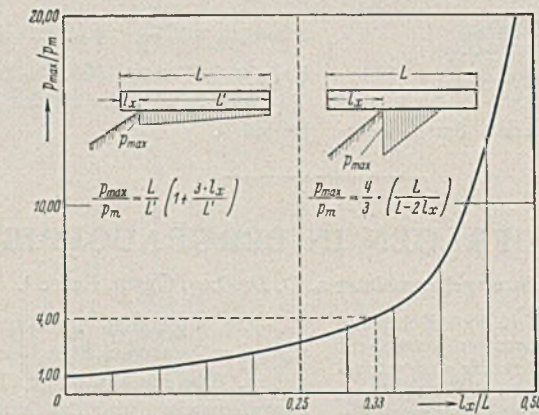


Abb. 2. Anwachsen der Kantenpressung.

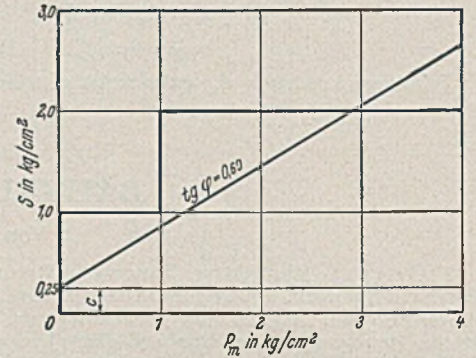


Abb. 4. Scherfestigkeit von Boden. $S = c + p_m \operatorname{tg} \varphi$.

III. Wirkung der Baugrundveränderungen auf Bauwerke.

Obwohl die Erdschichten beim Absinken eine Formänderung erleiden, wird ihr Aufbau im allgemeinen doch nicht so gestört, daß eine Beeinflussung des Bauwerkes schon durch eine etwaige Verringerung der Bodenfestigkeit in Frage käme. Von größerem Einfluß auf die Tragfähigkeit des Baugrundes ist dagegen Wasserzutritt oder Wasserentzug, doch würde ein Eingehen auf diese Frage zu

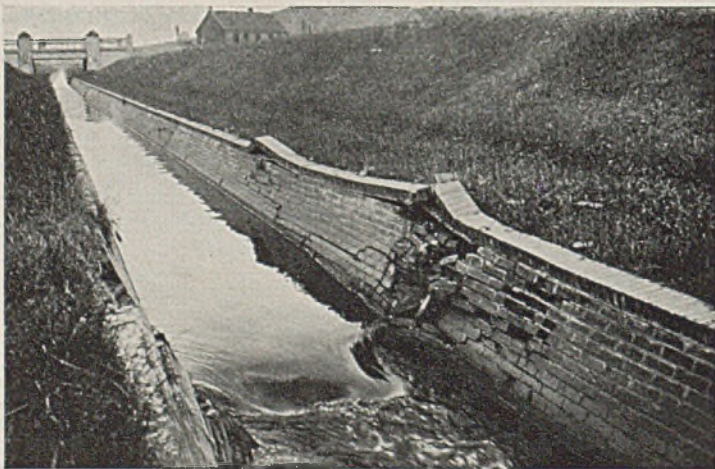


Abb. 3. Pressungsschäden an einem Bachlaufe.

weit führen. Wesentlich ist, daß durch die Bewegungen des Baugrundes in senkrechter und waagerechter Richtung die Auflagerbedingungen der Bauwerke verändert werden.

⁶ Keinhorst: Bei Bodensenkungen auftretende Bodenverschiebungen und Bodenspannungen. Glückauf 64 (1928) S. 1141. — Betrachtungen zur Bergschädenfrage. Glückauf 70 (1934) S. 149.

1. Senkrechte Bewegungen.

Zunächst sei der Einfluß des senkrechten Anteiles untersucht. Maßgebend ist die Lage des Bauwerkes in der Senkungsmulde. Bei Punkt 1 der Abb. 1 wird ein Bauwerk zum Teil in die Mulde überkragen; bei Punkt 5 erleidet es eine Schiefstellung und in der Mitte der Mulde bei den Punkten 8 und 9, also da, wo die ursprünglich ebene Erdoberfläche nach oben hohl geworden ist, eine Unterhohlung.

Die verschiedenen Auflagerungen hat zuerst Mautner untersucht. Der Gedanke, den er der Rechnung für den Fall der Stellung des Bauwerkes am Muldenrande zugrunde legte, ist folgender: Bei gleichmäßiger Lastverteilung eines Bauwerkes nimmt man bekanntlich meist auch einen gleichmäßig verteilten Bodendruck an, obwohl diese Verteilung nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmen braucht. Wird das Bauwerk nun seitlich unterhöhlt, so wächst, wie Abb. 2 zeigt, infolge der entstehenden Außermittigkeit der Bodendruck an der Kante, und zwar solange, bis die Grenzbelastung erreicht ist. Mit diesem Ausdruck bezeichnet man die

Bodenpressung, bei der die Setzungen über die Proportionalitätsgrenze hinaus stark zunehmen. Die Auskragung nimmt, wenn der genannte Wert erreicht ist, nicht weiter zu, da der Boden an der Kante fortgedrückt wird, und das Bauwerk stellt sich schief. Der Baukörper erfährt somit ein Kragmoment, dessen Größe bei gegebener Länge abhängig ist von der ursprünglich gleichmäßig verteilten Bodenpressung und von der Grenzbelastung.

Welche Belastung dem Baugrund zugemutet werden kann, bis er merkbar nachgibt, ist schwer festzustellen. Die Grenzbelastung ist u. a. abhängig von der Tiefe der Lastfläche unter der Erdoberfläche und von ihrer Größe. Es sind Probelastungen bekannt, bei denen ein Wert von etwa 15 kg/cm² festgestellt wurde, aber es handelte sich dabei um kleine Lastflächen. Versuche mit großen Lastflächen sind schon für geringe Bodenpressungen wegen der sehr großen aufzubringenden Lasten schwierig und zeitraubend. Unter diesen Umständen dürfte sich im allgemeinen empfehlen, zunächst, wie schon zuerst von Mautner vorgeschlagen, den ursprünglichen Bodendruck möglichst hoch zu wählen, gegebenenfalls durch Zusammenziehung der Grundfläche des Bauwerkes, und dann das Kragmoment für etwa 1/3 Auskragung zu berechnen. Es würde hier zu weit führen, näher auf diese Frage einzugehen. Auch von der Untersuchung der Unterhohlung in Bauwerkmitten soll abgesehen werden, weil sie grundsätzlich ähnlich ist der Untersuchung des Kragfalles.

Liegt das Bauwerk näher zur Muldenmitte, so verursacht die Senkungsmulde, wie schon erwähnt, eine Schiefstellung. Diese kann bei hohen schmalen Bauten, z. B. bei Fabrikschornsteinen, die Standsicherheit gefährden. Bei Kokskohlentürmen, Schwimmbecken und ähnlichen Bauten können Verkantungen betriebstörend sein. Man hat daher vielfach bei solchen Bauten die Möglichkeit vorgesehen, mit Hilfe von Druckpressen die alte senkrechte und waagerechte Lage wiederherzustellen. Hierbei ist eine Dreipunkt-auflagerung vorteilhaft.

2. Waagerechte Bewegungen.

In der Fachliteratur findet sich über die Größe der bei Zerrungen und Pressungen auftretenden Kräfte die Angabe, daß die in der Gründungssohle übertragene Kraft nicht größer sein könne als das Reibungsgewicht, da beim Überschreiten dieses Wertes ein Gleiten des Bauwerks auf der Sohle eintreten müsse. Die folgende Überlegung zeigt, daß die Kräfte größer sein müssen. Bei schwachen zusammenhängenden Bauteilen, z.B. bei Straßenbordsteinen, Bahnsteigkanten, Grundstücksmauern usw., sind die Gewichte und damit die Reibungskräfte gering. Auch bei dem in Abb. 3 gezeigten Bauteil handelt es sich um geringe Reibungsgewichte. Trotzdem sind die Zerstörungen eingetreten. Sie lassen sich rechnerisch nicht erklären, wenn man nur die Reibungsgewichte in die Rechnung einführt. Den tatsächlichen Verhältnissen kommt man näher, wenn man sich vorstellt, der Bauteil „klebe“ fest mit dem Untergrunde zusammen. Diese Vorstellung entspricht durchaus den tatsächlichen Verhältnissen, wie man beim Freilegen von Fundamenten und Aufnehmen von Bordsteinen usw. häufig feststellen kann. Eine Bewegung des Bauteiles gegenüber dem Baugrund ist dann nur möglich bei Überwindung des Scherwiderstandes des Erdreiches in der Nähe der Berührungsfläche.

Die Scherfestigkeit von Bodenarten setzt sich aus zwei Teilen zusammen, aus der Kohäsion und der oben behandelten Reibungskraft. Bei der Kohäsion ist wieder der echte und der scheinbare Anteil zu unterscheiden. Der letztere tritt auf beim Austrocknen des Bodens infolge Zunahme der Oberflächenspannung und verschwindet unter Wasser. Nach Terzaghi kommen in bestimmten Fällen Werte einschl. der scheinbaren Kohäsion bis zu 10 kg/cm^2 vor. Doch würde eine Berücksichtigung dieses im Sinne einer großen Sicherheit sonst erwünschten hohen Wertes zu unwirtschaftlichen Folgerungen führen. Im allgemeinen liegen die Werte niedriger. Nach Versuchen der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik kann man mit einem Kohäsionswert von etwa $0,15\text{--}0,25 \text{ kg/cm}^2$ rechnen. In Abb. 4 ist die Scherfestigkeit in Abhängigkeit vom Druck für den Kohäsionswert $0,25$ und einen Reibungswinkel $\text{tg } \varphi = 0,6$ aufgetragen. Man erkennt, daß bei höheren Bodendrücken der Einfluß der Kohäsion gegenüber dem Reibungsgewicht zurücktritt. Darum ist die bisherige in der Fachliteratur zu findende Auffassung über den alleinigen Einfluß des Reibungsgewichtes bei normalen bis hohen Bodendrücken angenähert richtig. Bei geringen Gewichten, z.B. bei Mauern usw., darf aber bei der Berechnung der waagerechten Kräfte die Kohäsion nicht vernachlässigt werden.

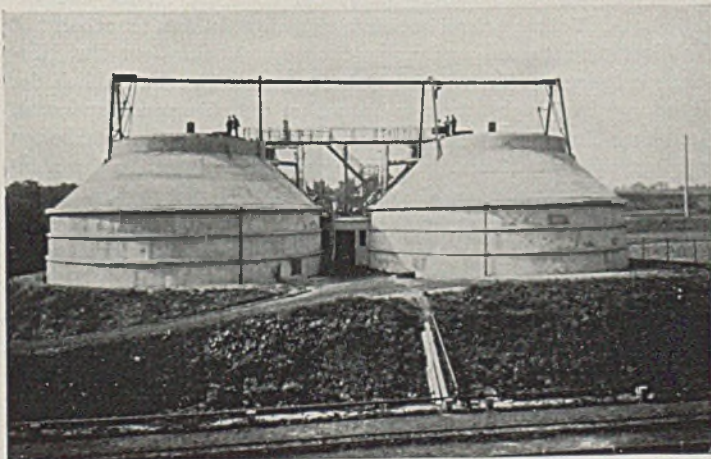


Abb. 5. Faalbehälter der Kläranlage Essen-Nord.

Aus der Scherfestigkeit, die als waagerechte Kraft an den Gründungsflächen anzusetzen ist, lassen sich die besonders bei langen Bauteilen starken Kräfte berechnen. Man kann sie entweder durch entsprechende Bemessung der Bauteile aufnehmen, oder man weicht ihnen durch Anlegen von Fugen aus, die eine Bewegung der Einzelteile gegeneinander zulassen.

IV. Folgerungen für die Ausbildung der Bauwerke.

Aus den behandelten Belastungsfällen, die durch die Bewegungen der Erdoberfläche verursacht sind, lassen sich Schlüsse ziehen für eine zweckmäßige allgemeine bauliche Gestaltung von Baukörpern. Je kleiner der Grundriß ist, desto geringer werden die Kraglängen und die Biegemomente sowie die Zerrungs- und Pressungskräfte. Größere Grundrisse werden daher zweckmäßig in mehrere kleinere aufgeteilt. Den Bauteilen muß dabei durch folgerichtig ausgebildete Fugen Bewegungsmöglichkeit gegeneinander gegeben werden. Man kann auch nach einem Gedanken von Mautner, wie schon erwähnt, die Auflagerfläche kleiner als den Grundriß machen und dadurch die Bodenpressung erhöhen. Das hat zur Folge, daß im Falle des Auskragens die Grenzbelastung schneller erreicht wird, und das Kragmoment, für das das Bauwerk zu bemessen ist, klein bleibt. Man ist natürlich an die zulässige Beanspruchung des Baugrundes gebunden. Aber was heißt: Zulässiger Bodendruck? Der Baugrund kann soweit belastet werden, wie die Setzungen des Bauwerks erträglich bleiben. Richtet man sich auf größere Bewegungen ein, wozu man besonders in Bergbaugebieten Veranlassung genug hat, so kann man mit dem Bodendruck ziemlich hoch hinaufgehen. In früheren Jahren wurde vielfach die Ansicht vertreten, daß man den Bodendruck zur Vermeidung

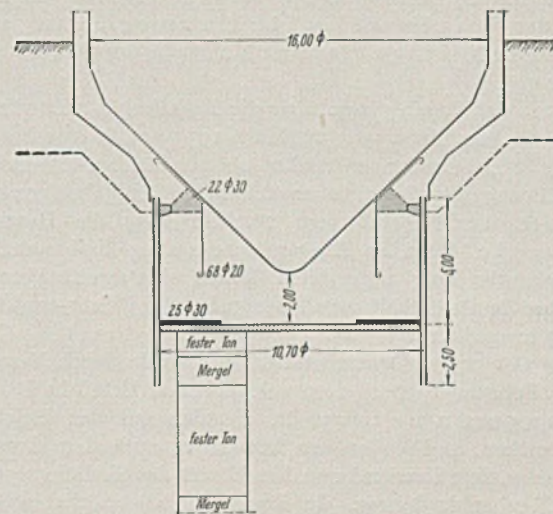


Abb. 6. Gründung der Faalbehälter.

von Bergschäden möglichst niedrig halten müsse. Das Gegenteil ist nach unseren heutigen Kenntnissen richtig. Denn die „aktive“ Senkung des Baugrundes infolge des Bergbaues kann durch keine Verringerung der Bodenpressung verhindert werden.

Es erscheint im allgemeinen zulässig, angesichts der seltenen, vielleicht überhaupt nicht eintretenden, jedenfalls aber vorübergehenden Belastungsfälle die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe über das sonst eingehaltene Maß hinaus zu erhöhen. Bei der Emschergenossenschaft wird z. B. für Eisen in vielen Fällen eine Zugbeanspruchung von etwa 2400 kg/cm^2 zugelassen, und für Beton eine Druckspannung von etwa 80 kg/cm^2 .

An einem Beispiel soll die Auswirkung der behandelten Gesichtspunkte erläutert werden. Bei den großen Faalbehältern⁷ der Kläranlage Essen-Nord der Emschergenossenschaft (Abb. 5) betrug die Bodenpressung infolge der schon aus Betriebsgründen zweckmäßigen Zusammenziehung der Grundfläche nach Abb. 6 annähernd 5 kg/cm^2 . Die Bergschädenbewehrung blieb infolge der kurzen Kraglängen in durchaus erträglichen Grenzen. Allerdings mußte man bei dem aus Ton bestehenden Untergrunde mit starken langdauernden Setzungen rechnen. Sie waren erst nach vielen Monaten beendet und betrogen ohne den bergbaulichen Anteil im ganzen etwa 200 mm ⁸. Diese starke Bewegung war unschädlich,

⁷ Carp: Zwei bergbausichere Eisenbetonbehälter von je 2200 m^3 Fassungsvermögen. Bautechn. 13 (1935) S. 257.

⁸ Carp: Beitrag zur Baugrundforschung. (Beispiel einer Bauwerksetzung bei hoher Belastung des Untergrundes in einem Bergbaugebiete.) Bautechn. 13 (1935) S. 667.

weil man sie bei den Rohranschlüssen usw. berücksichtigt hatte.

Es ist zu wünschen, daß die grundlegenden Kenntnisse der bergbaulichen Bewegungen der Erdoberfläche und die möglichen Maßnahmen gegen Bergschäden in alle Kreise dringen, die in Bergbaugebieten zu bauen haben, in gleicher Weise, wie heute die Kennt-

nis der Baugrundfragen in bergbaufreien Gebieten Allgemeingut zu werden beginnt. Dann werden durch geeignete bauliche Maßnahmen die Schäden zwar nicht immer ganz vermieden werden können — das würde u. U. unwirtschaftliche Mittel erfordern —, aber sie könnten in erträglichen Grenzen gehalten werden, eine Forderung, der eine große volkswirtschaftliche Bedeutung zukommt.

DIE AUFGABEN DER REICHSARBEITSGEMEINSCHAFT FÜR RAUMFORSCHUNG UND DIE DEUTSCHE HAFENWIRTSCHAFT.

Von Heinrich Heiser, Dresden¹.

In den letzten beiden Jahren sind für die Aufgaben der Raumplanung und Raumordnung in Deutschland ziemlich unbeachtet von der großen Öffentlichkeit Einrichtungen geschaffen worden, die in hohem Maße die Beachtung der Hafentechnik verdienen. Es sind Einrichtungen, die auch u. a. die Zielsetzung der satzungsgemäßen Aufgaben der Hafentechnischen Gesellschaft sehr wesentlich beeinflussen können, besonders soweit es sich um die Mitwirkung bei der Bearbeitung von Einzelfragen aus dem Gebiet der Hafentechnik, des Hafenbetriebes und der Hafenpolitik einschließlich des Hafenverkehrs handelt. Es sind die Einrichtungen der Reichsstelle für Raumordnung und der Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung.

Durch das Reichsgesetz über die Regelung des Landbedarfes der öffentlichen Hand vom 29. März 1935 wurde eine besondere, nur dem Reichskanzler unterstellte oberste Reichsstelle für die zur Durchführung des Gesetzes erwachsenden Aufgaben geschaffen. Sie erhielt durch Erlaß vom 26. Juni 1935 die Bezeichnung Reichsstelle für Raumordnung und wurde dem Reichsminister Kerrl unterstellt. Durch eine zweite Verordnung wurde ihre Zuständigkeit auf alle Aufgaben der Reichs- und Landesplanung ausgedehnt.

Das Gebiet des Deutschen Reiches wurde durch Verordnung vom 15. Februar 1936 zu dem vorstehenden Erlaß in Einzelplanungsräume unterteilt, die sich mit den Reichsstatthalterbezirken, in Preußen den Provinzen, außerdem der Hauptstadt Berlin, dem Saarland und dem Bezirk des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk decken. In ihnen sind die höchsten Landesbehörden gleichzeitig als Planungsbehörden bestimmt.

Innerhalb dieser Planungsräume waren weiter Landesplanungsgemeinschaften zu bilden, deren Mitglieder die Selbstverwaltungskörperschaften, die landschaftlichen mit der großräumigen Planung befaßten Landes- und Reichsbehörden der Wehrmacht, die Arbeits-, Verkehrs-, Land- und Forstwirtschaftsverwaltung, ferner die Verwaltungen der berufsständischen Organisationen wie Arbeitsfront, Reichsnährstand, Industrie- und Handelskammern, Handwerkskammern sein sollten.

Die Aufgaben dieser Landesplanungsgemeinschaften werden dahin gekennzeichnet, daß sie alle Planungsvorarbeiten für die Reichs- und Landesplanung zu leisten, sich über den gegenwärtigen Zustand der Planungsräume zu unterrichten und eine vorausschauende gestaltende Gesamtplanung des Raumes auszuarbeiten haben.

Die Notwendigkeit solcher Planungen bedarf keiner weiteren Begründung. Es sind zwar auch schon vor dem Umbruch in zahlreichen Einzelgebieten weitgehende Planungsarbeiten durchgeführt worden. Zumeist aber erfaßten sie doch nur Einzelaufgaben der Landesplanung, so vor allem auf dem Gebiet der Siedlung und der Verkehrswege, sie konnten aber auch teilweise, wie z. B. im Bezirk des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk, umfassendere Gestalt annehmen. Alle Planungen waren veranlaßt durch die Überzeugung, daß die innere Ordnung des deutschen Raumes nicht immer und überall befriedigte, daß sie in ihrem sozialen und wirtschaftlichen Aufbau, in der Verteilung der Menschen und Arbeitsmöglichkeiten, der Ausnutzung der Kraftquellen jeder Art innerhalb dieses Rau-

mes nicht ausgeglichen sei, kurz, daß noch mannigfache Schäden, Mängel und Lücken vorhanden wären.

Die Erkenntnis solcher Mängel war weitgehend vorhanden. Es fehlte aber der starke Wille und die notwendige straffe Staatsführung für den Einsatz aller Kräfte zu ihrer Beseitigung, es fehlte der über das Einzelbedürfnis hinausreichende Gesamtplan einer Neuordnung. Durch die bereits genannten Gesetze und Verordnungen wurde der Weg freigemacht, auf dem alle Kräfte zu einer einheitlichen Wirkung zusammengefaßt werden können, mit dem Ziele, diese Mängel und Schäden allmählich und planmäßig zu beseitigen. Das soll schrittweise durch eine planvolle Besiedlung und Umsiedlung, durch Schaffen eines in sich gesunden Volksaufbaues, durch Erschließen aller noch ungenutzten Kraftquellen in den Menschen und Gegebenheiten unseres Landes geschehen. Es sollen auch durch Ausmerzen von Verlustquellen alle politischen, vor allem auch wehrpolitischen, wirtschaftlichen und kulturellen Kräfte in unserem Volke und in seinem Lebensraum entfaltet und zum Wohle des Ganzen eingesetzt werden mit dem schönen und großen Endziel, unser deutsches Land für uns und unsere Kinder wohnlicher zu gestalten und auf die Dauer zu sichern.

Diese große Aufgabe ist zur Hoheitsaufgabe des Reiches erhoben, sie ist damit herausgehoben aus der Enge und Beschränktheit der bisherigen Planungsarbeit. Gleichzeitig wird durch die neue Reichsstelle für Raumordnung und die ihr unterstellten Planungsbehörden die Arbeit auf das ganze deutsche Reichsgebiet ausgedehnt und bleibt nicht auf einige Notstandsgebiete beschränkt.

Neben diese Reichsstelle für Raumordnung ist auf Grund eines gemeinsamen Erlasses des Reichsministers Kerrl und des Reichswissenschaftsministers Rust vom 16. Dezember 1935 die Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung gestellt. Anlaß dazu gab die Erkenntnis, daß die Lösung der zahlreichen und großen Aufgaben, die in alle Lebensbereiche des Volkes eingreifen, ohne eine enge Zusammenarbeit mit der Wissenschaft und Forschung nicht möglich sein wird. Ihre Notwendigkeit ergibt sich, wie der Reichsminister Kerrl anlässlich der Gründung aussprach, aus der Tatsache, daß die weitgespannten Planungen Fragen aufwerfen, die sich ohne genaueste Vorarbeiten und ohne sicherste Kenntnis der innersten und feinsten Zusammenhänge in der räumlichen Gegebenheit nicht beantworten lassen. In vielen Fällen kann nicht allein der Praktiker, sondern nur der mit dem Rüstzeug der Wissenschaft ausgestattete Sachkenner Antwort geben. Neben den großen und grundsätzlichen Fragen der Raumgestaltung sind es aber eine Anzahl von Einzeldingen, aus denen die deutschen Landschaften entstanden sind und weiter entstehen und für die es wissenschaftliche Forschungsarbeit zu leisten gilt. Deshalb ist es eine logische Folgerung, eine einheitliche Front von Wissenschaft und Forschung teilhaben zu lassen an den großen und schönen Aufgaben, um in einer Gemeinschaftsarbeit dem hohen Ziele näher zu kommen.

Der Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung ist die Aufgabe in Ausführung dieses Gedankens zugewiesen, alle wissenschaftlichen Kräfte und alle Forschungs- und Wissenschaftsarbeit an allen deutschen Hochschulen zu einheitlicher Wirkung zusammenzufassen. Sie ist weder eine Abteilung des Reichswissenschaftsministeriums, noch eine Dienststelle der Reichsstelle für Raumordnung, vielmehr ist sie ein großer Selbstverwaltungskörper mit vielfacher Gliederung, in dem die Wissenschaft selbstverant-

¹ Kurzvortrag, gehalten im Großen Vorstandsrat der Hafentechnischen Gesellschaft am 7. Mai 1937 in Wilhelmshaven.

wortlich führt und innerhalb ihres Bereiches auch fachlich über alle Fragen und Aufgaben entscheidet. Dadurch ist die Gefahr vermieden, die sich aus einer Verwaltung der Wissenschaft durch die Zentrale eines Ministeriums mit schwerfälligem Verwaltungsbetrieb ergeben müßte, der sich zwangsläufig um so nachteiliger auswirken würde, je vielgestaltiger und unterschiedlicher, ja eigenlebendiger die Kräfte sind, die betreut werden sollen.

Dadurch, daß der Obmann der Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung dem Leiter der Reichsstelle für Raumordnung für die Einhaltung der Grundlinien der Reichsplanung und Raumordnung zu bürgen hat, ist auch die Eingliederung der Forschungs- und Wissenschaftsarbeit in die großen Aufgaben der Gegenwart erzielt worden. Forschung und Wissenschaft sind mitten hineingestellt in den Kampf um die deutsche Zukunft.

Die Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung ist nun selbst kein starres Gebilde, die leitende Spitze in Berlin gilt als die zusammenfassende, ordnende Stelle einer alle deutschen Hochschulen umfassenden Gemeinschaft. Sie vollzieht in erster Linie deren Willen und ist bemüht, für die Arbeiten dieser Gemeinschaft auch die notwendigen Mittel bereitzustellen, die vom Reiche dafür zur Verfügung stehen. Sie muß allerdings gerade mit Rücksicht auf die zweckmäßigste Verteilung dieser Mittel ordnend und regelnd wirken hinsichtlich des Arbeitseinsatzes und der Ausrichtung der Arbeit auf das große vom Reiche vorgezeichnete Ziel. Zur Inangriffnahme besonders vordringlicher Aufgaben werden immer wieder Anregungen gegeben, Doppelarbeit und Arbeitsüberschneidungen werden taktvoll verhindert.

Ist so die Reichsarbeitsgemeinschaft die Spitze, so sind die an allen deutschen Hochschulen entstandenen Hochschularbeitsgemeinschaften die eigentlichen Träger der Arbeit in Wissenschaft und Forschung. In ihnen kann der einzelne Mitarbeiter seine Aufgabe finden und erfüllen, oder es können auch Mehrere oder Viele einen Arbeitskreis bilden, der sich die Bearbeitung einer größeren umfassenden Planungs- oder Forschungsaufgabe zum Ziel gesetzt hat, die über die Kraft und das fachliche Vermögen des Einzelnen hinausgeht. Gerade die Pflege solcher Gemeinschaftsarbeit ist wohl der hervorstechendste Zug im Arbeitsbild der deutschen Hochschulen der Gegenwart. Ja, die Überzeugung von der Notwendigkeit solch weitgehender Gemeinschaftsarbeit hat heute schon zum Zusammenschluß mehrerer Hochschularbeitsgemeinschaften zu landsmannschaftlicher Zusammenarbeit geführt, so bei den verschiedenen Berliner Hochschulen, zwischen den Hochschulen Göttingen, Hannover, Clausthal, Hannoversch-Münden und Münster, zwischen den Hochschulen des Rheinlandes, des südwestdeutschen Arbeitsgebietes, Heidelberg, Freiburg, Karlsruhe, Tübingen und Stuttgart sowie zwischen den sächsischen Hochschulen. Durch solche Gemeinschaftsarbeit werden Brücken zwischen den einzelnen Fachvertretern geschlagen, die vielfach bisher nicht vorhanden waren, werden Verbindungen hergestellt, das Verständnis geweckt für Leistungen und Bedürfnisse, für Können und Grenzen der verschiedenen Gebiete.

Dieses an sich lockere, aber durch eine solche Verpflichtung zur Gemeinschaftsarbeit gefestigte Gefüge der Reichsarbeitsgemeinschaft und der Hochschularbeitsgemeinschaften gibt auch die Gewähr für die enge Zusammenarbeit mit den Planungsbehörden und Landesplanungsgemeinschaften in den einzelnen Planungsräumen, ebenso mit allen anderen Behörden, Dienststellen und Körperschaften.

Das führt mich zu den Schlußworten meiner Ausführungen, die ich als Aufruf zur Zusammenarbeit zwischen der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung an Sie richten möchte.

Wir sind wohl darin einig, daß auch im Bereich des deutschen Hafenwesens nicht alles vollkommen ist, zumal wir wissen, wie wenig organisch dieses herangewachsen ist. Die Berichte der Ausschußvorsitzenden haben gezeigt, wie mancherlei Fragen noch der Klärung bedürfen. Ich erinnere auch an den Vortrag über den Hafen Gleiwitz, und die an ihn anschließende lebhaftige Aussprache, die wir im letzten Winter in Berlin gehört haben. Ich erinnere an die Veröffentlichungen Hoffbauer, Ostendorf, Wehrspan im 15. Band des Jahrbuches, die eine Fülle von Fragen aus dem Gebiete von Hafenbau und Hafenbetrieb enthalten, deren Untersuchung nach Ursache und Wirkung der Mühe verlohnen würde. Erinnern möchte ich an die Frage Hafen und Kraftwagen, an die Hafenvirtschaft in Verbindung mit dem Mittellandkanal. Man braucht gar nicht weit zu suchen, um noch viele andere zu finden.

Wir können also seitens der Gesellschaft eine große Reihe von Aufgaben aufzeigen, von denen wir annehmen, daß sie der Untersuchung Wert sind. Ich bin überzeugt, daß viele Mitarbeiter in den Arbeitsgemeinschaften und Kreisen, aber auch einzeln sich mit Freuden solcher Aufgaben annehmen möchten. Es fehlt nur das Bindeglied. Die Reichsarbeitsgemeinschaft wird solche Aufgaben, die sie nach sorgfältiger Prüfung für die Forschung als geeignet und der Unterstützung wert befunden hat, durch Bereitstellung von Forschungsmitteln weitgehend fördern. Diese Prüfung wird zu meist in besonderen Arbeitsausschüssen vorgenommen, von denen für uns besonders derjenige für Verkehr und für Wasser, d. h. alle Aufgaben des Wasserbaues und der Wasserwirtschaft, in Frage kommt. Die Ausschüsse sind mit nur wenigen Fachvertretern der einzelnen Wissenschaftszweige aus dem ganzen Reiche besetzt. Nun kommt es mir in dieser Stunde vor allem darauf an, die ersten Verbindungen herzustellen. Ich bitte, innerhalb der Hafenbautechnischen Gesellschaft eine Stelle zu schaffen, bei der alle Wünsche und Fragen unserer Mitglieder zusammenlaufen, an die sich andererseits aber auch die Hochschullehrer mit Nachfragen auf dem Gebiet des Hafenwesens wenden können, die also Mittlerin zwischen der Reichsarbeitsgemeinschaft und der Hafenbautechnischen Gesellschaft ist. Diese Stelle würde von sich aus Forschungswünsche an die Reichsarbeitsgemeinschaft herantragen, auch mit einzelnen Hochschularbeitsgemeinschaften oder Einzelbearbeitern in Verbindung zu treten haben.

Weiter habe ich noch die Bitte, daß die Hafenbautechnische Gesellschaft und auch ihre Einzelmitglieder die Forschungsarbeit weitgehend unterstützen möchten, sei es mit Unterlagen, Auskünften, Überlassung von Material zu treuen Händen, sowie durch tätige Mitarbeit.

In der Einschaltung der Gesellschaftsarbeit in die Arbeit der Raumforschung und Raumplanung, vornehmlich in diejenige der wissenschaftlichen Forschung, erblicke ich eine Aufgabe, der wir uns für die Zukunft nicht entziehen dürfen. In der Förderung der ja vielfach schon bestehenden guten Einzelbeziehungen zwischen der Hafenbautechnischen Gesellschaft und den Hochschulen zu einer gegenseitigen vertrauensvollen Arbeitsunterstützung sehe ich die Aufgabe, die in gleicher Weise für beide Teile zum Segen werden kann.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Stahlrohrlehrgerüst beim Bau einer Straßenbrücke über den Tessin.

Bei der in den letzten Jahren durchgeführten Verbesserung der Verkehrsverhältnisse Oberitaliens wurde im Jahre 1934/35 eine Eisenbeton-Straßenbrücke über den Tessin bei Pavia im Zuge der Straße Genua—Mailand erbaut, die neben ihrer baulichen Durchbildung durch die Verwendung eines Stahlrohrlehrgerüsts besonderes Interesse verdient.

Die neue Brücke überspannt mit fünf Öffnungen von je 45 m Lichtweite den Tessin. Als Tragsystem sind eingespannte Bögen gewählt, die gegen die Kämpfer bei zunehmender Querschnittshöhe an ihrer Oberseite in neun einzelne Rippen aufgelöst worden sind. Auf die Rippen sind zellartig Quer- und Längswände aufgesetzt, die die Fahrbahn tragen. Hierdurch wird eine gleichmäßige Verteilung der Belastung erreicht, während ferner durch die Längswände eine volle Ansichtsfläche erzielt wird. Alle Ansichtsflächen wurden nachträglich mit Granit verkleidet (Quer- und Längsschnitt siehe Abb. 1).

Die zulässigen Beanspruchungen waren für den Beton mit 50 kg/cm², für den Stahl mit 1000 kg/cm² festgesetzt worden.

Es sei noch auf das Lehrgerüst hingewiesen. Auf jeweils sieben Pfahlreihen in jeder Öffnung sind in der Ebene der Ausrüstungsvorrichtungen besonders ausgebildete gußeiserne Gelenke aufgesetzt worden. Von die-

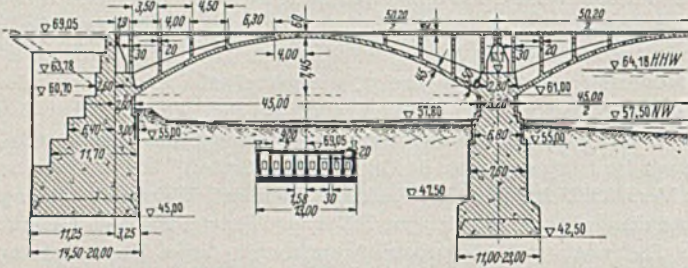


Abb. 1. Längs- und Querschnitt der Straßenbrücke über den Tessin bei Pavia.

sen Punkten gehen an Stelle von Holzstreben Fächer von Stäben aus Stahlrohr mit einem konstanten Querschnitt von 5 cm² und einem äußeren Durchmesser von 5 cm aus (Abb. 2). Die Zahl der Fächer ent-

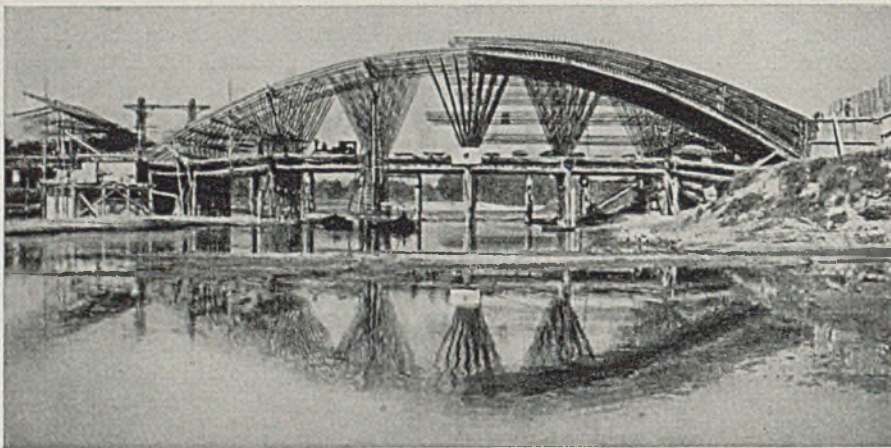


Abb. 2. Stahlrohrlehrgerüst in Fächerform.

spricht der Anzahl der Rippen des Gewölbes. Die Anzahl der Stäbe eines jeden Fächers ist je nach der Last, die auf ihn entfällt, verschieden. Die Endpunkte der einzelnen Stäbe tragen ein normales hölzernes Gerüst mit Längsträgern, Querträgern und Platte, die den eigentlichen Boden der Schalung darstellen. Der Wahl des Stahlrohrlehrgerüsts gingen eine eingehende rechnerische Prüfung und Laboratoriumsversuche voraus. Das Ergebnis war befriedigend. Der Zweck aller Versuche war nach Beendigung der Betonierung eine Durchbiegung von höchstens 5 cm im Scheitel zu erhalten. Die wirklich gemessene Scheitel-senkung betrug jedoch nur 1,5—2 cm.

Für die Bauausführung wurden nur zwei gleiche Lehrgerüste gebaut, die nacheinander dazu dienten, die fünf Bogen vom linken Ufer ausgehend zum rechten Ufer hin zu betonieren, und zwar so, daß nur immer erst ein Bogen ausgerüstet wurde, nachdem der nächstfolgende vollständig betoniert war. (Nach Techn. d. Trav. 13 (1937) S. 211.)
Ernst E. Fröhlich, Hannover.

Bau eines 4. Abteils bei den Wasserbehältern von Saint-Cloud.

Die Wasserversorgung des höher gelegenen Westens von Paris hängt im wesentlichen ab von der Betriebssicherheit der Wasserableitung des Avre, der diesen Teil versorgt. Schon ungefähr seit der Jahrhundertwende, seit welcher der Verbrauch an Trinkwasser allgemein stark gestiegen ist, hat diese Lage zur Vermehrung der Speicheranlagen bei Saint-Cloud von ursprünglich 189 000 m³ in zwei Abteilen durch den Bau eines dritten auf gegenwärtig 285 000 m³ geführt. Zur Zeit ist ein weiterer Speicherbehälter von 145 000 m³ Fassungsvermögen im Bau, der sich an die Nordseite der vorhandenen 3 Abteile anschließt und über den im folgenden berichtet wird (Abb. 1).

Der Speicher hat einen trapezförmigen Grundriß über einer Fläche von rd. 25 000 m² und erhält eine Wassertiefe von 6 m. Der höchste Wasserstand erreicht die Kote 106,34 wie bei den 3 vorhandenen Speichern; diese haben jedoch nur 5 m Wassertiefe. Im Norden ist Platz für einen 5. und 6. Speicher vorgesehen, deren Sohle jedoch 8 m tiefer als die des 4. liegen soll, und für welche die nördliche Außenwand des im Bau befindlichen Behälters als gemeinsame Trennwand vorgesehen ist.

Für die Durchbildung des Bauwerks dienten folgende Richtlinien: Das gespeicherte Wasser sollte vor äußeren Verunreinigungen geschützt

und frisch erhalten werden. Der Behälter mußte dicht, etwaiges Drängwasser leicht ableitbar sein. Außerdem wollte man möglichst alle Bauteile zu Kontrollzwecken zugänglich halten. Zu dem Zweck wählte man sowohl für die Sohle wie für die Seitenwände doppelwandige Konstruktionen und benutzt die Zwischenräume als Kontrollgänge.

Die Sohle wird durch eine Reihe von Eisenbetongewölben von 4,59 m Öffnung und 2 m Stich gebildet; ihre Kämpfer sind durch eine als Zugband ausgebildete Eisenbetonplatte verbunden, die gleichzeitig als Fußboden der durch die Wölbung gewonnenen Kontrollgänge dient (Abb. 2).

Die Gewölbezwickel werden mit Füllbeton ausbetoniert, um die für Reinigungszwecke notwendige ebene Oberfläche der Behältersohle zu erzielen. Die dem Gewölbe als Widerlager dienenden 2 m breiten Stampfbetonfundamente sind bis zu einer auf tonigen Mergeln aufliegenden Kalksteinschicht von 30 cm Dicke hinabgeführt, die etwa 5 m unter Behältersohle angetroffen wurde. Die über dieser Schicht liegenden tonigen Mergel schieden als tragfähiger Baugrund aus, da alle durch Quellung dieser Schichten möglicherweise entstehenden Setzungen des Bauwerks vermieden werden sollten.

Die freien Außenwände im Norden, Osten und Westen des Behälters bestehen aus einer Doppelreihe senkrechter Kreisgewölbe in Eisenbeton

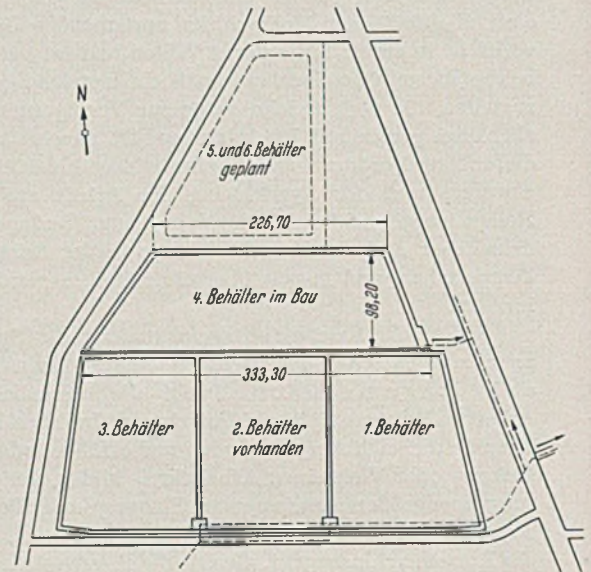


Abb. 1. Lageplan.

von 18 cm Stärke, die sich auf Querpfeiler in Abständen von 4,35 m bis 5,95 m abstützen. Das Pfeilverhältnis beträgt 1 : 4. Öffnungen in den Querpfeilern, die durch eiserne Laufstege untereinander verbunden sind, ermöglichen die Begehung des Innenraumes. In den i. M. 6,5 m tiefen Stampfbetonfundamenten sind durchgehende Galerien ausgespart, die durch Aussteigluken mit den Kontrollgängen unter den Sohlengewölben verbunden sind. In dem Teil der Nordwand, der später als Trennwand für die tiefer gelegenen 5. und 6. Abteile dienen wird, erreicht das Fundament eine größte Höhe von 11,25 m; hier sind zwei Spargalerien angeordnet (Abb. 3).

Für die Südwand, die an die bereits bestehenden 3 Behälter angrenzt, war eine besondere Ausbildung notwendig. Die Außenwände dieser Behälter, ebenfalls doppelwandig aus Bruchsteingewölben mit Innenpfeilern, waren auf die bereits erwähnten oberen Mergel gegründet. Eine Verstärkung der Fundamente war bereits früher notwendig gewesen, und durch die Anlage von tiefer geführten, vor den Pfeilern angeordneten Betonmauern ausgeführt worden.

Die neue Wand sollte daher auch als Verstärkung der bestehenden dienen, weshalb in Verlängerung der vorhandenen Innenpfeiler Eisenbetonrippen aufgeführt wurden, die bis auf die bereits erwähnte Kalksteinschicht hinabreichen. Über die Rippen wurde als Wand des 4. Behälters eine Eisenbetonplatte mit Balken gespannt. Zu diesen Arbeiten mußten natürlich die angrenzenden Behälter entleert werden. Setzungen oder Bewegungen der vorhandenen Bauwerke haben sich als Folge dieser Unterfangungsarbeiten nicht gezeigt (Abb. 4).

Die Decke des Behälters besteht aus einer Reihe von Eisenbetongewölben von 8 cm Stärke an den Kämpfern bzw. 6 cm im Scheitel, mit einer Öffnung von 3,85 m und 0,85 m Stich. Sie verlaufen senkrecht zu den Sohlengewölben und stützen sich auf T-förmige Eisenbetonbalken, die ihrerseits auf Stützen im Abstand von 5,20 m ruhen.

Zur Aufnahme des Gewölbeschubes sind über den Stützen durchlaufende Zugbandbalken angeordnet, die jedoch an jedem 5. Gewölbe unterbrochen sind, so daß dieses die vorkommenden Schwind- und Temperaturbewegungen ausgleichen kann. Zur seitlichen Aussteifung der so entstehenden Gruppen von Gewölben und Stützen sind jeweils in der Mitte Schrägstützen angeordnet. Die Decke erhält eine Überschiebung von mindestens 30 cm Stärke; zur Entwässerung dienen in den Gewölbezwickeln verlegte Drainagerohre (Abb. 2).

Während man bei den Wänden die Dichtigkeit durch geeignete Zu-

sammensetzung und sorgfältigen Einbau des Betons erreichen will, erhalten die Sohle gegen Wasserverluste und die Deckengewölbe gegen die Tageswässer eine besondere Dichtungsschicht aus Asphalt. Bei den gewaltigen Ausmaßen des Bauwerks war es notwendig, den Schwind- und Temperatureinflüssen durch besondere bauliche Maßnahmen Rechnung zu tragen. In der Sohle wurde daher der Zusammenhang der Gewölbe in der Richtung der Erzeugenden in Abständen von rd. 20 m durch die Anlage von mit Asphalt gefüllten Fugen unterbrochen. Falls es sich als notwendig herausstellen sollte, können diese Fugen indessen nachträglich durch Einbetonieren von Federn aus Kupferblech gedichtet und überbrückt werden. In der hierzu senkrechten Richtung kann gegen die genannten Einflüsse mit der Biegsamkeit der Gewölbe gerechnet werden; um ihre Verformbarkeit zu gewährleisten, wird zwischen Gewölberücken und Füllbeton der Zwickel eine goudronierte Pappe eingelegt.

brückte lotrechte Fugen angeordnet worden. Bei der Südwand, die im wesentlichen aus einer ebenen, über Pfeiler gespannten Platte besteht, ist die Notwendigkeit solcher Fugen ohne weiteres klar. Die anderen drei Wände bestehen dagegen aus lotrechten Gewölben, die an sich weniger empfindlich gegen die Schwindeinflüsse sind. Da diese Gewölbe jedoch verhältnismäßig dick und flach und unten in den massiven Fundamenten eingespannt sind, hat man auch hier Trennungsfugen durch die Fundamente und die Pfeiler gelegt. Allerdings rechnet man mit der Möglichkeit, wenn das Bauwerk in Benutzung genommen und die Schwindung infolgedessen ausgeschaltet ist, die Fugen durch Injektion von Zement nachträglich zu schließen.

In der Decke ist nur eine ost-westlich verlaufende durch Kupferblech gedichtete Fuge in der Mitte vorgesehen, da die schlanken Stützen eine Verkürzung der Gewölbeachsen und der Widerlagerbalken zulassen.

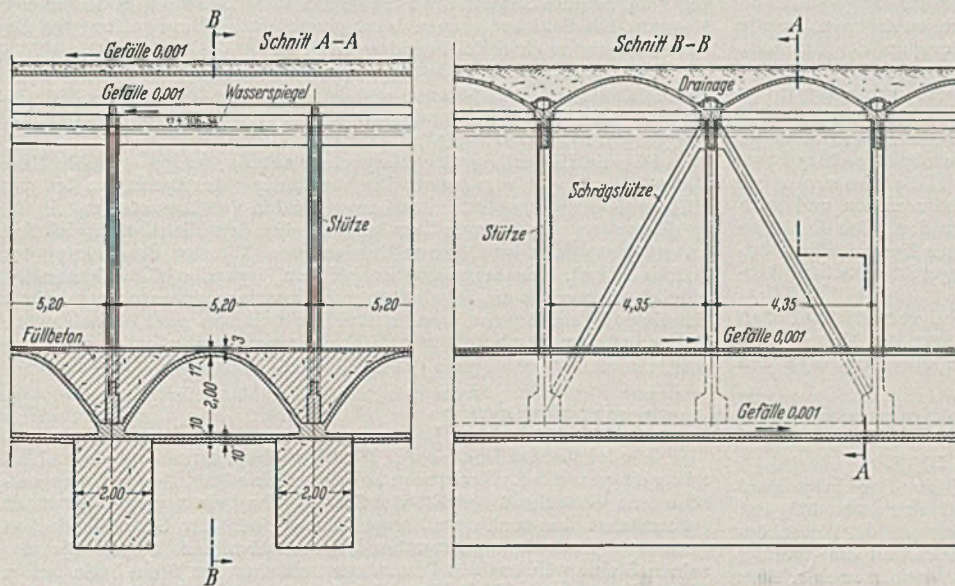


Abb. 2. Nord-Süd-Schnitt und Ost-West-Schnitt.

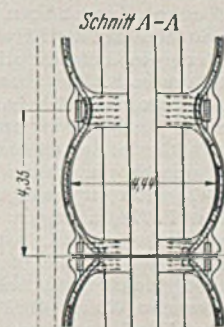
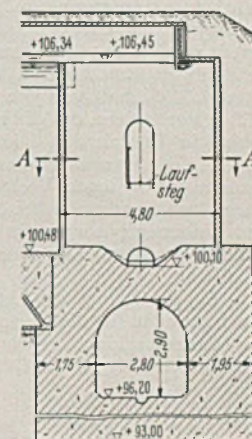


Abb. 3. Normalschnitt der Nordwand.

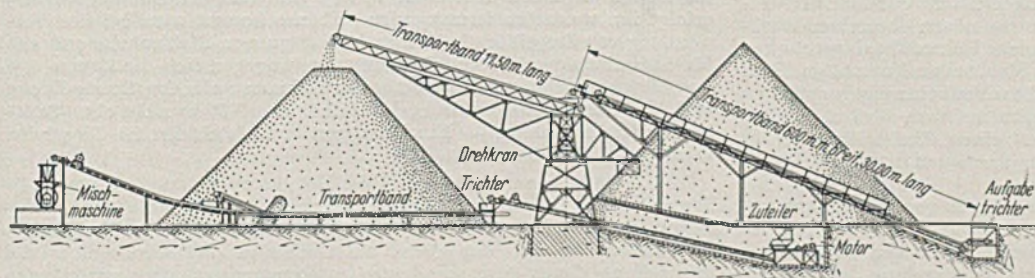


Abb. 6. Schema der Einrichtungen für Lagerung und Entnahme der Materialien.

Da wegen der tieferen Gründung und andersartigen Beanspruchung der Seitenwände Rißbildungen im Anschluß der Sohle an die Ost-, Nord- und Westwände befürchtet werden mußten, hat man auch hier mit Kupferblechfedern bewehrte Fugen ausgebildet. Wegen der besonderen

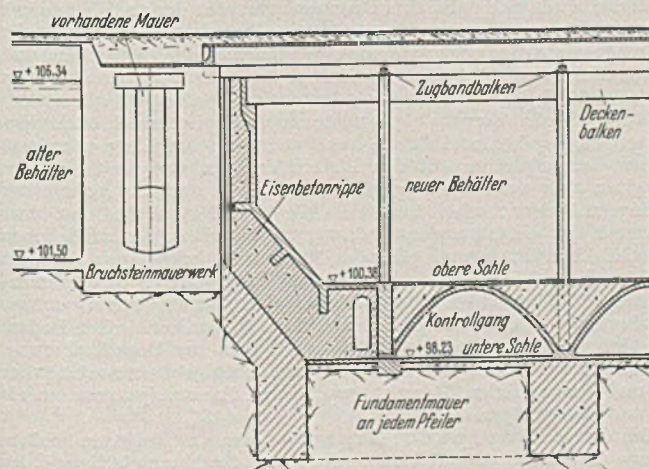


Abb. 4. Querschnitt der Südwand.

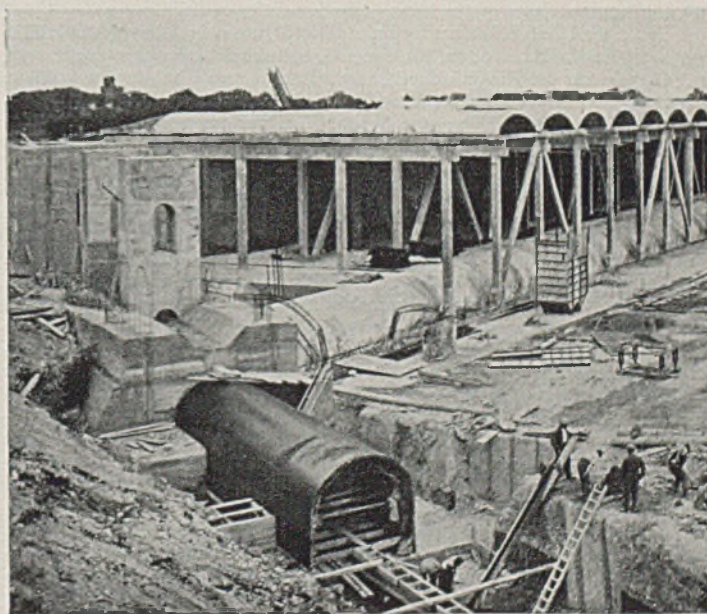


Abb. 5. Blick auf die Baustelle von Nord-Westen.

baulichen Ausbildung der Südwand war dies hier nicht erforderlich. Auch in den Wänden sind etwa alle 20 m mit Kupferblechfedern über-

Die Stützen der der Fuge zunächst gelegenen mittleren 8 Reihen sind für die möglichen Verbiegungen besonders bewehrt. Über den Ausgleich der

Schwindung in ost-westlicher Richtung durch die Gewölbewirkung wurde oben bereits berichtet.

Für die Ausführung des Bauvorhabens sind folgende Leistungen notwendig:

265 000 m ³	Erdaushub für die Baugrube,
60 000 m ³	Erdaushub für die Fundamentgräben,
58 000 m ³	Fundamentbeton mit 250 kg Zement/m ³ Beton,
17 000 m ³	Füllbeton für die Zwickel der Sohlengewölbe mit 175 kg Zement/m ³ Beton,
18 000 m ³	Eisenbeton mit 400 kg Zement/m ³ Beton.

Für das Zuschlagsmaterial wurde eine Zusammensetzung gewählt, die eine möglichst große Dichtigkeit des Betons gewährleisten sollte und hierzu die Kurve von Bolomey zugrunde gelegt. Demnach wurden für den Fundamentbeton 700 l Grobkies mit 600 l Sand, für den Eisenbeton 620 l Feinkies mit 200 l Sand gemischt. Um die in Aussicht genommene Kornzusammensetzung möglichst genau einhalten zu können, wurde darauf gesehen, daß der Sand, der bei der Anlieferung auf der Baustelle jeweils analysiert wurde, immer gleicher Herkunft war.

Für die Bewältigung der Erdarbeiten waren zwei Dampfbagger mit einem Löffelinhalt von je 2,25 m³ angesetzt, von denen der eine 1600 m³ je Tag, der andere, der die Erdarbeiten an der Südwand zu leisten hatte, 450 m³ je Tag leistete. Die Abfuhr dieser Massen erfolgte durch 25 Lastwagen in der Hauptsache nach dem Bahnhof von Val d'or, wo sie auf besonders geschaffenen Verladeanlagen auf Züge übernommen und nach einer alten Sandgrube bei Nanterre abgefahren wurden. Das Entladen und Einebnen besorgte ein Dampfbagger vom selben Typ wie die oben genannten, dessen Löffel durch eine besonders ausgebildete Schaufel ersetzt war.

Bei der Menge des einzubauenden Betons wird von mechanischen Einrichtungen für die Lagerung und das Heranbringen des Materials an die Mischmaschinen, sowie für den Transport der Mischungen zu den Schalungen weitgehend Gebrauch gemacht.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Baumesse in Leipzig Herbst 1937.

Vom 29. August bis 2. September fand die zweite diesjährige Baumesse im Rahmen der Leipziger Herbstmesse statt. Angebotsmäßig hat sie sich als eine ausgesprochene Messe der Neustoffe und der Neuschöpfungen erwiesen. Die Messe war glänzend besetzt und die Zahl der Aussteller und Besucher hatte sich gegenüber dem Vorjahr noch erhöht. Auch das Ausland war zahlreich vertreten. Die Baumesse war von privaten Baufachleuten und Behördenvertretern sehr gut besucht worden. Auch hier interessierten am meisten die neuen deutschen Werkstoffe, die unter Anpassung an die neue deutsche Rohstoffbasis geschaffen wurden. In Ergänzung des umfangreichen Marktes an Baustoffen, Bauteilen, Konstruktionen, Installations- und Bauausstattungsgegenständen sowie Bauzubehör aller Art wurde an einem auf dem Freigelände errichteten „Haus aus deutschen Werkstoffen“, einem Einfamilienhaus für den normalen Wohnbedarf, die Verwendung der neuen deutschen Werkstoffe praktisch dargetan.

Auf den einzelnen Gebieten wurde eine Reihe von Neuerungen gezeigt, auf neue Verarbeitungsmethoden hingewiesen, um überall im Rahmen des Vierjahresplanes zu sparsamstem Verbrauch der vorhandenen Bau- und Werkstoffe, zu unbedingter Verwendung der von der Technik geschaffenen devisensparenden Austauschstoffe anzuregen und zu verpflichten.

Natürliche Bausteine. Die Schau zeigt eine ganze Reihe von natürlichen Baustoffen, an denen Deutschland durchaus nicht arm ist. Gerade für die Ziegelindustrie sind Lehm- und Tonlager in großem Umfange vorhanden. In der Bewaldung steht es mit 27% der Gesamtfläche des Reiches nicht ungünstig da. Um nur einiges zu nennen: An Hartgestein sah man Quarzporphyr aus der Gegend von Wurzen und Grimma, Rochlitzer Porphyrtuff mit reizvollen Farbwirkungen, wetterfest und doch leicht bearbeitbar. Spaltbarkeit, Wetterfestigkeit und großer Widerstand gegen mechanische Einwirkungen kennzeichnen den Theumaer Schiefer, der zu Plattenbelag, Sohlbänken usw. verarbeitet wird. Wundervoller Jura-Travertin und zahlreiche Proben von deutschem Marmor aus dem Lahntal, aus Schlesien, Oberbayern und dem oberen Saalegebiet vervollständigen diese Abteilung.

Gebrauchte Mauersteine. Die deutsche Ton- und Ziegelindustrie nahm einen ziemlich breiten Raum ein, denn seit der Wiederaufnahme des Ziegelrohbaues ist man eifrig um die Veredelung dieses Materials bemüht. Farbwirkung und Härte von Ziegelsteinen und Klinkern waren zusammen mit den sich künstlerisch einfügenden ornamentalen und figürlichen Terrakotten ihrer Verwendung entsprechend klar und übersichtlich ausgestellt. — Um beim Ziegelmauerwerk Ersparnisse zu erreichen und damit die Baukosten zu verringern, waren verschiedene Vorschläge gemacht worden. Einmal beim Siedlungsbau mit der 25 cm starken Umfassungsmauer auszukommen, dann auf die Luftisolierung im Innern der Steine Wert zu legen, durchgehende Lagerfugen zu vermeiden, um das Eindringen von Nässe und Kälte zu verhüten. Bemerkenswert ist ein erst in diesem Jahr entwickelter neuer Waben-Einhand-Doppelstein mit versetzten Stoß- und Lagerfugen und besonderen Mörtelhafttrillen, der infolge seiner eigenartigen Form beim Vermauern zwischen je zwei Steinen eine Luftkammer und außerdem in den Lagerfugen durchlaufende Luftkanäle von etwa 2:7 cm Querschnitt entstehen läßt.

Das durch Lastwagen angefahrenre Zuschlagsmaterial wird zunächst in einen unter das Straßenniveau versenkten Aufgabetrichter geschüttet, von dem es durch eine Bandaufgabe nach einem 30 m langen festen Bandförderer ausgetragen wird. Von hier gelangt es auf ein zweites, um eine lotrechte Achse drehbares Band von 17,5 m Länge, das das Material auf die vier vorgesehenen Haufen, zwei für Grobkies, einen für Feinkies und einen für Sand verteilt. Auf diese Weise können 6000 m³ Material bei einer Stapelhöhe von 12 m gelagert werden.

Die Entnahme und der Transport nach den zwei Mischern von je 1,5 m³ Fassungsvermögen erfolgt ebenfalls maschinell mit Hilfe von Förderbändern. Für die zwei gleichzeitig vorkommenden Mischungen (Fundamentbeton und Eisenbeton) sind elektrisch zu betätigende Zuteilschieber unter jedem Materialhaufen eingebaut, durch welche die für eine Mischung bestimmte Menge entnommen und auf ein Band gebracht wird. Ein gemeinsames Sammelband bringt das Material zu einem der beiden Mischer. Die Schieber können durch eine einfache Umschaltung für die zweite Mischung eingestellt werden (Abb. 6).

Den Transport des Betons vom Mischer zur Verwendungsstelle übernehmen zwei Betonpumpen, von denen die eine 10—12 m³ je Stunde, die andere 14—18 m³ je Stunde leistet. Die Reichweite beträgt bei Leistungen von 180 mm Durchmesser 180 m.

Für die Herstellung der Eisenbetonbauteile werden ausschließlich eiserne Schalungen verwendet. Die Verdichtung des Betons erfolgt mit Hilfe von Vibrationsgeräten, und zwar bei den Fundamenten mit Preßluftstampfern von 100 mm Durchmesser, bei den Eisenbetonbauteilen mit solchen von 70 bzw. 45 mm Durchmesser. Wo eine Bearbeitung des Betons selbst, wie beispielsweise bei den liegenden Gewölben nicht möglich ist, werden die Schalungen mit Vibrationsapparaten bearbeitet. Soweit es irgend angeht, werden Bauteile zwischen zwei benachbarten Fugen in einem Zug betoniert. [Nach „Travaux“ 21 (1937) S. 95.]

Dr. Merkle, Magdeburg.

Hohlsteindecken, Deckenbalken und Drahtziegelgewebe. Neu waren auf dem Gebiet des Deckenbaues verschiedene Versuche, möglichst viel Schalungsholz einzusparen. Erwähnt sei zunächst eine nach dem Konstruktionsprinzip der Steineisendecken gemauerte Decke aus gebrannten Deckenhohlsteinen, bei der die einzelnen Steine während des Vernauerns mit einer am Stein befindlichen Nase reihenweise an Winkeleisen aufgehängt werden, die später, nachdem die Bewehrungsseile in Zement verlegt sind und der Abbindevorgang erfolgt ist, wieder entfernt werden. Ebenso kommt man bei der Verwendung von Ziegelleichtbalken und bei der neuen Stahlrohrbetondecke für Luftschutzzwecke ohne Schalung aus, wogegen sich die älteren auf der Messe angebotenen Deckenkonstruktionen, wie die Sperle-Decke und die Eisenbetonrippendecke der Tschölpener Werke nicht ohne Schalung aufstellen lassen. — Einrichtungen und Maschinen für Ziegleien ergänzen diese Abteilung.

Ungebrannte künstliche Bausteine, Glas als Baustoff. Für die ungebrannten künstlichen Bausteine trat auf der Baumesse die zusammenfassende Schau des Verbandes der Rheinischen Bimsstoffwerke ein. Eingehend unterrichteten die Stände über die Herstellung dieses durchaus deutschen Erzeugnisses, über vorteilhafte Verwendung im Wohnungs- und Siedlungsbau, im landwirtschaftlichen Bauwesen, beim Skelettbau, Hochhausbau usw., ferner über die guten Eigenschaften wie Trockenheit des Baustoffes, Nagelbarkeit, gute Isolierung u. a. — Glas als raumabschließender Baustoff wurde in seiner Vielseitigkeit der Verwendung, sei es als Glasprismen zur Aufhellung von ungünstig beleuchteten Räumen oder als Glasbausteine zur Wandgestaltung bis zu feuersicheren Elektro-Glaswänden gezeigt. — In reicher Auswahl waren Bauplatten auf der Baumesse anzutreffen. Im allgemeinen lassen sich dabei drei Gruppen unterscheiden: 1. Platten mit rauher Oberfläche aus grober Holzwolle oder ähnlichen Faserstoffen, die durch magnesiahaltige oder zementartige Bindemittel verkittet sind und in gewöhnlicher Weise geputzt werden. 2. Gepreßte Platten aus feinen Holz- oder Strohfasern mit mehr oder weniger glatter bis glänzender Oberfläche, die ohne Verputz bleiben können, farbig behandelt oder tapetiert werden, gegebenenfalls auch keine weitere Behandlung erfordern. 3. Asbest-Zementplatten, die den Platten unter 2. verwandt sind, im allgemeinen aber ein höheres spezifisches Gewicht und den Vorzug der unbedingten Feuersicherheit besitzen. Alle diese Platten sind besonders im Rahmen des Vierjahresplanes günstig zu beurteilen. Sie ermöglichen ein rasches, sparsames und gesundes Bauen und infolge des geringen Gewichtes eine leichte Aufstellung von Trennwänden ohne Untermauerung oder Unterzüge. Das Rohmaterial entstammt (mit Ausnahme von Asbestzement, der nicht ganz devisenfrei ist) dem heimischen Boden. Zu erwähnen sind noch Torfpreßplatten zur Wärme- und Schallsisolierung, die besonders wirtschaftlich sein sollen. Schließlich gehören noch hierher Gips- und Zementdielen, Baustahlgewebe und Baustahlputzmatten als Putz- und Betonträger.

Die Gruppe **Edelputz, Gips und Zement** zeigte in großem Umfange die Vielfalt der Roherzeugnisse und die Mannigfaltigkeit der Gestaltung und Verwendung dieses Materials.

Holz. Besondere Beachtung beansprucht im Zeichen des Vierjahresplanes der Baustoff Holz. Die Umstellung des Baugewerbes im wesentlichen auf deutsches Holz erfordert Sparmaßnahmen, Milderungen

der Bedingungen der VOB (Verdingungsordnung für das Baugewerbe), neue Holzkonstruktionen, Vermeidung alter Fehler im Holzbau, die einen erhöhten Verbrauch und Verschleiß zur Folge haben, Anwendung von Schutzmitteln zur Verlängerung der Lebensdauer u. a. m. So kann etwa an Balkenholz und auch an der Dicke der Fußbodenbretter bei Verwendung schwächerer Hölzer unter Verringerung der Abstände in der Balkenlage gespart werden. Wenn der Fußboden aus gutem deutschen Holz auch nicht so astrein ist wie etwa Pitchpine, so ist er doch widerstandsfähiger als das ausländische Holz. Eichenholz soll in verstärktem Maße durch Rotbuche ersetzt werden. Die Ausstellung unterrichtete weiter über den zweckmäßigen, sparsamen Aufbau von Siedlungshäusern unter Verwendung von Holz und Leichtbauplatten und über die vielseitige Anwendung von Sperrholz. Ferner zeigte sie die Überspannung weiter Räume mit Holzkonstruktion, auch mit Hilfe der neuen Methode der Nagelung der Binder, eine Zusammenstellung der Mittel zur Holzkonservernng und die Möglichkeit durch sorgfältigeren Ausbau der Schornsteine fast 4 Mio m³ Brennholz jährlich einzusparen.

Dachdeckung. Wenn auch allgemein in der Baukunst eine Rückkehr zum Steildach zu verzeichnen ist, so werden die Eindeckungsstoffe für das Flachdach vom deutschen Baustoffmarkt noch nicht verschwinden, zumal die Industrie der Bedachungs- und Isolierstoffe sich von ausländischen Rohstoffen völlig freizumachen im Begriff steht. So waren Erzeugnisse der Ziegeldindustrie, Thüringer Schiefer, Dachpappen, Isolierstoffe und plastische Bedachungsmittel für das Flachdach zu sehen. Dazu kam noch Asbestschiefer, der zwar nicht, wie schon erwähnt völlig devisenfrei ist, aber trotzdem sowohl in Tafelform wie gewellt als Austauschstoff für Zinkbedachung verwendet werden kann.

Fußboden, Wandverkleidung. Die Baumesse brachte eine überaus reiche Auswahl an Ausbaustoffen, Bauteilen, Installationsmaterial und sonstigen Gegenständen der Bauausstattung. Es wurden verschiedene Fußbodenarten in Holz (Hobeldielen, Stabfußboden, Parkettfußboden in Kiefer, Rotbuche und Eiche) gezeigt, ferner gebrannte und ungebrannte Fußbodenplatten, Pflastersteine, Platten aus Theumaer Schiefer und Großsteinberger Porphyrt; für besonders stark beanspruchte Industriefußböden kommen Abrasit und Siliziumkarbid sowie Asphaltbetonplatten in Frage, die auch öl- und säurefest hergestellt werden können, für Küchen und Baderäume fugenlose Steinholzfußböden und als Neues Papiersteinfußboden, bei dem die Sägespäne des Steinholzes durch gemahlenes Papier ersetzt wird; weiterhin Korkfußböden, auch als Unterlage für Linoleum, Stragula u. a., die in Form von Fußbodenplatten verlegt und gewacht ohne weiteres begehrbar sind. — Nicht minder reichhaltig war die Messeschau in Wandplatten und Wandverkleidungen, besonders mit farbigen gebrannten Platten oder in den billigeren Hochglanzzementplatten, auch mit Zementkaltglasuren, dann Glasplatten und als feinstes Travertin und Marmor in reicher Auswahl.

Türen, Fenster, Jalousien, Verdunkelungsvorrichtungen wurden in verschiedenen Ausführungen gezeigt, besonders an Türen und Fenster. Als Material für Türen kommt hauptsächlich Sperrholz in Frage, mit dem die als Rahmen- oder Zellenwerk ausgebildete Innenkonstruktion verkleidet ist. Daneben wurde auch mit Rücksicht auf die Holzersparnis und Feuersicherheit die Verwendung von Bauplatten statt Sperrholz gezeigt. Man sah aber auch noch Vierfüllungstüren, Stahltüren für erhöhten Feuerschutz. Erwähnt sei noch ein vorteilhaftes Kippgarnitur bei räumlich beschränkten Verhältnissen. — Vielseitig war ebenfalls die Ausstattung von Fenstern, in erster Linie für das Wohnhaus, in Holz; in Stahl hauptsächlich für Farbbik- und Geschäftshausbau. — Besonderes Augenmerk wurde in der Schau für Fensterläden, Rollos usw. auf Verdunkelungseinrichtungen gelegt, für die die Industrie bereits verschiedene Systeme ausgebildet hat. Ob man beim Wohnungsbau Verdunkelungseinrichtungen von vornherein vorsehen soll, ist eine schwebende Frage. Wichtig ist diese Frage bei Fabriken und Geschäftshäusern, wo eine Verdunkelung erheblich größere Schwierigkeiten bereitet.

Klempnerarbeiten, sanitäre Anlagen. Unter den Bauhandwerkern ist der Klempner durch den Vierjahresplan am weitgehendsten zu Umstellungen veranlaßt. Die Metalle, mit denen er bisher gearbeitet hat, stehen aus der inländischen Produktion nur in beschränkter Menge zur Verfügung. Nur für Leichtmetalle, Aluminium und Magnesium und deren Legierungen ist der Bedarf aus heimischen Quellen in voller Höhe gedeckt. So wurde gezeigt wie an Stelle von Zink in vielen Fällen Asbestzement (Eternit, Torfit) verwendet werden kann, z. B. für Dachrinnen und Abfallrohre, zur Entwässerung von Küchen, Baderäumen, zu Gasabzügen, Entlüftungsrohren usw. Durch die Veredlung des Porzellans (Steigerung der Bruchfestigkeit, Widerstand gegen Temperatureinflüsse) wurde die Möglichkeit gezeigt, die Metallrohre der Wasserleitungen durch Rohre aus Porzellan zu ersetzen, oder auch durch Rohre aus Glas oder Kunstharzpreßstoff. Mit all diesen Neuerungen verbindet sich außerdem noch eine Ersparnis an Lötzinn. Es folgten sanitäre Anlagen und Einrichtungen mit allen Einzelheiten.

Schlosserarbeiten, Baubeschläge. Die Herstellung von Baubeschlägen muß auf eine völlig neue Grundlage gestellt werden, zumal auch Beschläge aus nichtrostendem Stahl im Inland nicht mehr verwendet werden dürfen; solche aus Bronze und Messing sind nur noch für Auslandsaufträge zugelassen. Dieser Sachlage entsprach auf der Messe ein starkes Angebot von Beschlägen aus devisenfreien Stoffen, wobei die Beschläge aus Leichtmetall bevorzugt erscheinen.

Die Abteilung der Zentrale für Gasverwertung Berlin zeigte Gas nicht nur für Beleuchtungszwecke sondern auch als Wärmequelle mit den neuesten Apparaten für Privatwirtschaft, Großbetriebe und für Industrie. Öfen, Herde, Zentralheizungen und Schornsteinaufsätze schlossen sich an.

Unter dem Motto „Kampf dem Verderb“ versuchte die Messe der großen Zahl von Mitteln gerecht zu werden, die von der Industrie für Gebäudeschutz und Holzkonservernng herausgebracht worden waren. Besonders soll hingewiesen werden auf die Mittel zur Herstellung von wasserdichtem Zementputz, zur nichtsichtbaren Außenbehandlung des Mauerwerkes gegen das Eindringen von Schlagregen, Teer- und Bitumenpräparate, zur Isolierung gegen aufsteigende Feuchtigkeit, Isolierstoffe, die ohne weiteres auf den feuchten Betongrund aufgebracht werden können, Mittel zur bequemen Entschalung, zur Fäulnisverhinderung bei Holz und zur Verminderung der Brandgefahr usw. Über die maschinelle Bearbeitung des Baustoffes Holz belehrte eine Ausstellung mehrerer Maschinenfabriken der Holzbearbeitungsbranche.

Alle diese Angaben geben nur einen kleinen Überblick der ganzen reichhaltigen Ausstellung in dem Bestreben allen Industrie- und Handwerkszweigen gerecht zu werden.

Dipl.-Ing. G. Föhringer, Berlin.

Zuschrift

zu dem Aufsatz Pellny: „Die Gründung des östlichen Strompfeilers für die neue Straßenbrücke über den Rhein bei Duisburg (Admiral-Graf-Spee-Brücke).“

In der vorliegenden Arbeit [Bauing. 18 (1937) S. 177] werden die Gründungsarbeiten für den östlichen Strompfeiler eingehend beschrieben. Die Fachwelt wird dem Verfasser dafür dankbar sein, daß er nicht nur die günstigen und guten Erfahrungen, sondern auch die schlechten sowie die unangenehmen Vorkommnisse bekanntgibt.

Wenn wir im folgenden zu den Ausführungen des Verfassers Stellung nehmen, geschieht das nicht, um andere Verfasser von gleichen objektiven Schilderungen abzuhalten, sondern um zu versuchen, eine möglichst gute Ausbeute der Erfahrungen für die Fachwelt zu erreichen.

Wir anerkennen, daß die Arbeiten für die Gründung dieses Pfeilers mit großer Sorgfalt und gutem Geschick durchgeführt worden sind. Wir können jedoch der Schlußfolgerung des Herrn Pellny nicht beistimmen, wonach sich das gewählte Gründungsverfahren als ein voller Erfolg erwiesen hat und in ähnlichen Fällen wieder verwendet werden sollte.

Die ausgeführte Bauweise bedeutete nach den eigenen Worten des Verfassers ohne Zweifel ein erhebliches Wagnis und soll eine der schwierigsten Rammarbeiten der letzten Jahre gewesen sein. Es soll abgesehen werden von Erschütterungswirkungen der Rammung, die im unbeabsichtigten Sacken von Gerüstpfählen und im Abrutschen von etwa 500 m³ Schlacke an der Böschung bestanden; das größte Wagnis bildete die Wahrscheinlichkeit von anzutreffenden Findlingen und die Möglichkeit nicht absoluter Wasserundurchlässigkeit des Tonbodens, der den unteren Abschluß des Spundwandkastens abgeben mußte.

Die Findlinge, im ganzen etwa ein Dutzend, bildeten für die an sich sehr kräftige Spundwand Hindernisse, durch welche örtliche Undichtigkeiten in der Wand erzeugt wurden. Wie Herr Pellny selbst sagt, spielte beim Dichten dieser Stellen nicht nur die Sorgfalt der Ausführung, sondern auch das Glück eine erhebliche Rolle. Das Schließen des Spundwandkastens war besonders gefährlich und „mit etwas Glück gelang das Wagnis“.

Die durch Eisenbetonrahmen abgesteiften Spundbohlen hatten durch den Bodendruck „Biegespannungen, die noch über 2000 kg/cm² hinausgegangen sein dürften“. Die Durchbiegungen waren entsprechend. Durch die Ausbiegungen der Spundwand trat z. B. eine Verengerung der Spur des Rammgerüsts von rd. 400 mm ein. Es erscheint fraglich, ob die Formänderungen der Spundbohlen nur noch elastische waren, und ob nicht bei einer derartigen Durchbiegung schon eine beträchtliche bleibende Formänderung, d. h. also ein Überschreiten der Elastizitätsgrenze des Materials, vorhanden war.

Es wäre auch durchaus möglich gewesen, daß sich in dem Ton mehrere wasserdurchlässige Schichten gefunden hätten. Herr Pellny schreibt hierzu: „Ganz andere Entschlüsse wären notwendig gewesen, wenn statt der mit Steinen durchsetzten Tonkiesschicht z. B. ein gleichmäßig feiner Sand angestanden hätte.“

Im ganzen beweist der Aufsatz des Herrn Pellny, daß man bei der vorliegenden Ausführung durchaus an der Grenze der Anwendungsmöglichkeit einer offenen Baugrube gestanden hat, ja diese wahrscheinlich schon überschritten hatte. Nur die allergrößte Sorgfalt bei der Ausführung und glückliche Umstände haben dem Bau unseres Erachtens zu einem guten Ausgang verholfen.

Uns scheint es sehr viel empfehlenswerter, derartige Wagnisse, die nicht nur viel Geld kosten, sondern auch Menschenleben in Gefahr bringen können, zu vermeiden und solche Verfahren anzuwenden, die bei den vorliegenden Verhältnissen von vornherein mit Sicherheit zum Ziele führen.

Als Erbauer des eigentlichen Strompfeilers der Graf-Spee-Brücke, dessen Ausführung als Druckluftgründung nicht nur, wie Herr Pellny schreibt, ohne wesentliche, sondern überhaupt ohne Zwischenfälle glatt vor sich ging, hatten wir nach sorgfältiger Prüfung auch für den östlichen Strompfeiler Druckluftgründung vorgeschlagen. Während es sich bei einer Spundwandgründung, mit Rücksicht auf die sicher zu erwartenden

Findlinge, um ein großes Wagnis handelte, bestanden für eine Druckluftgründung auch nicht die geringsten Schwierigkeiten, ja diese wäre auch beim Vorhandensein von noch ungünstigeren Verhältnissen ohne die Übernahme eines Wagnisses und vor allem ohne eine größere Gefahr für das Leben der am Bau Beteiligten auf alle Fälle zum glücklichen Ende gekommen.

Der Preisunterschied zwischen Spundwandgründung und Druckluft betrug nach unseren Untersuchungen bei der Angebotsabgabe rd. 45 000 RM; wobei zu berücksichtigen ist, daß bei der Druckluftgründung die Abrechnungssumme normalerweise gleich der Angebotssumme ist, wogegen sich die Abrechnungssumme bei einer so schwierigen Spundwandgründung während der Bauarbeiten in der Regel stark erhöht oder den Bauunternehmer in Verlust bringt. Eine in Hinsicht auf die Kosten des gesamten Brückenbauwerkes doch recht geringe Summe sollte deshalb in ähnlichen Fällen nicht davon abhalten, das sichere Verfahren zu wählen.

Unter den heutigen Verhältnissen, wo es sich darum handelt, die Verwendung von Eisen möglichst zu vermeiden, verdiente auch in dieser Hinsicht die Druckluftgründung den Vorzug, denn nach einer Schätzung dürfte der Eisenverbrauch des in Frage stehenden Pfeilers bei Druckluftgründung nur etwa 15—20% des Eisenverbrauchs gegenüber Spundwandgründung betragen haben.

Reg.-Baumeister a. D. L. L e n z, Direktor der Ed. Züblin & Cie. A.-G., Stuttgart.

Erwiderung.

Zu den obigen Ausführungen habe ich folgendes zu erwidern: Der zur Verfügung gestellte Raum reicht für eine erschöpfende Erwiderung leider nicht aus. Ich will daher nur einige Tatsachen anführen:

1. Nach Angabe von Herrn L e n z war das Angebot mit Stahlspundwand gegenüber Druckluft um 45 000,— RM billiger. Dieser Be-

trag ist nicht mit den Gesamtkosten der Brücke, sondern nur mit den Kosten des Pfeilers zu vergleichen, der Unterschied ist also ganz erheblich.

2. Für das Profil 4 D in St 50/60 war die Grenze der Anwendungsmöglichkeit tatsächlich erreicht, aber nicht überschritten, wie die gelungene Arbeit beweist. Eine weitere Steigerung ist bei Verwendung von Spundbohlen-Sonderstahl bzw. dem erheblich stärkeren Profil 5 D durchaus möglich.

3. Bei einer Biegespannung von 2000 kg/cm² kann es sich bei St 50/60 nur um elastische Formänderungen handeln, da die Streckgrenze für St 50/60 immer 3000 kg/cm² überschreitet.

4. Die Spurverengung beim Kammgerüst ist nur zum geringen Teil durch die Durchbiegung der Spundwand entstanden. In der Hauptsache ist sie eine Folge der Stützensenkung und der Stützenneigung gewesen.

5. Auf jeder Baustelle ist die Größe der Gefahr für die Belegschaft in erster Linie von dem Gerät, der Baustelleneinrichtung und von der Sorgfalt der Bauleitung abhängig. Man wird daher von Fall zu Fall urteilen müssen.

6. Im übrigen verweise ich auf den Aufsatz von Reg.-Baumstr. a. D. Stadtrat G. H o l k e und Städt. Baurat Dr.-Ing. H. S i e v e r s in der Bautechn. 15 (1937) S. 575/76. Diese beiden Herren waren seinerzeit von der Stadt Duisburg mit den Vorarbeiten und der Durchführung des gesamten Brückenbaues betraut. Man wird ihnen also sowohl eine sehr weitgehende Sachkenntnis als auch einen überparteilichen Standpunkt zuerkennen müssen. In dem genannten Aufsatz ist auch die angewandte Bauweise mit offener Baugrube gewürdigt worden. Trotzdem auf die besonderen Schwierigkeiten und angetroffenen Hindernisse hingewiesen wird, befindet sich nirgends auch nur eine Andeutung, die zu einer ungünstigen Beurteilung des Bauvorganges berechtigt.

7. Bei der Stahlverknappung handelt es sich nur um eine vorübergehende Erscheinung. Über kurz oder lang wird der Ingenieur wieder so bauen dürfen, wie es die technischen und wirtschaftlichen Belange erfordern.

P e l l n y.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 14. Oktober 1937 und vom gleichen Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. K 142 555. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Eiserner Stollenausbau. 13. VI. 36.
Kl. 19 a, Gr. 15. D 73 289. Ing. Josef Dobrowolny, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwebender Schienenstoß für auf Stühlen gelagerte Schienen. 10. VIII. 36.
Kl. 19 a, Gr. 19. F 78 481. Forges, Fonderies & Laminiers de Nimy, Soc. An., Elic Bonnet u. Gustave Bostem, Nimy-près Mons, Belgien; Vertr.: K. Lenck, Pat.-Anw., Berlin W 9. Zweiteilige Schienenstoßunterlage. 3. XII. 34. Belgien 16. XI. 34.
Kl. 19 c, Gr. 9/10. M 129 663. Meco-Brennkraft-Maschinen G. m. b. H., Frankfurt a. M. Brennkraftwerkzeug, insbesondere Ramme für Straßenbauzwecke. 3. I. 35.
Kl. 37 a, Gr. 3. Sch 109 893. Joseph Schwarz, Freilassing, Obb. Putzträgerbrett. 6. V. 36.

- Kl. 37 b, Gr. 2/01. G 81 773. Gesellschaft für neue Bauweisen (Geneba) G. m. b. H., Karlsruhe-Mühlburg, Baden. Wandbaufel zur Herstellung von Gebäuden und ähnlichen Bauwerken ohne Verwendung von Tragstützen. 29. I. 32.
Kl. 42 k, Gr. 20/01. E 47 039. Abraham Martinus Erichsen, Teltow b. Berlin. Verfahren zum Feststellen der Festigkeitseigenschaften über den ganzen Querschnitt von Werkstücken, z. B. von Stangen, Platten und dicken Blechen. 3. VI. 35.
Kl. 81 e, Gr. 137. R 94 125. Dr. Tilla Rank, München. Schrägtaschensilo mit stufenförmig ausgebildeten Schrägböden und Einrichtungen zum Belüften mittels in den Stufenzwischenräumen angeordneten Luftdurchgangsöffnungen. 3. IX. 35.
Kl. 84 c, Gr. 2. B 176 023. Erfinder, zugl. Anmelder: Dr.-Ing. Hermann Blum, Dortmund. Schlösser für Spundwände mit Kanälen zur Aufnahme von Dichtungstoffen. 29. X. 36.
Kl. 85 c, Gr. 1. M 129 687. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Verfahren zum Klären von Industrie- und Stadtabwässern. 8. I. 35.

PERSONALNACHRICHTEN.

Dr.-Ing. e. h. Rudolf Eggers, 70 Jahre.

Am 30. Oktober 1927 wurde im „Bauingenieur“ des 60. Geburtstages von Rudolf Eggers gedacht und ihm der Glückwunsch der Fachgenossen dargebracht. Geh.-Rat F ö r s t e r, der damals Dolmetsch der Empfindungen der Stahlbau-Ingenieure war, rühmte die körperliche und geistige Frische, die uns zur Hoffnung berechtigten, daß Dr. Eggers noch lange sein Amt als Vorsitzender des Deutschen Stahlbauverbandes zum Besten der Stahlbau-Industrie werde führen können.

Heute an seinem 70. Geburtstag wollen wir mit Freude und Dankbarkeit feststellen, daß Dr. Eggers diese damals ausgesprochene Hoffnung nicht enttäuscht hat. Er ist uns auch in den abgelaufenen Jahren der Führer gewesen, den der Stahlbau brauchte und den wir uns wünschten. Dazu befähigten ihn nicht nur seine umfassenden im In- und Ausland erworbenen Kenntnisse und Erfahrungen, die bei aller nüchternen Wertung der geschäftlichen Lage der Stahlbau-Industrie doch nie die großen Zusammenhänge der gesamten Wirtschaft außer acht ließen, die hohe Auffassung, die er von unserem Beruf hat und seine wertvollen menschlichen Eigenschaften.

Der Leiter eines Stahlbaubetriebes und seine Mitarbeiter sollen nach seiner Auffassung in erster Linie schöpferisch tätige, mit der Wissenschaft verbundene Ingenieure sein und dann erst Geschäftsleute. Dann aber fordert er auch eine entsprechende Bewertung ihrer Leistungen in der Öffentlichkeit, und zwar in ideeller, wie auch materieller Beziehung.

Als ein zweites markantes Zeichen seiner Persönlichkeit sei seine wahrhaft nationale Gesinnung und Haltung hervorgehoben, die keine Kompromisse kannte, schon zu einer Zeit, wo man leichter geneigt war, solche mit dem damaligen Zeitgeist zu schließen. Unter dem Eindruck der Würdelosigkeit, die wir in der Nachkriegszeit manchmal erlebten, wurde vielfach alles ausländische überschätzt. Sein nüchterner Hanseatengeist hat das dann gern auf das richtige Maß zurückgeführt und den richtigen Abstand zu den Ereignissen und damit ihre zutreffende Beurteilung zu finden gewußt.

Haben Eggers Berufsstolz, nationale Haltung und seine Geradheit, die alle aus dem Selbstbewußtsein eines aufrechten Charakters entsprossen, ihm die Achtung seiner Berufsgenossen erworben, so haben sein liebenswürdiges Wesen und gerade Rechtlichkeit unsere Herzen gewonnen. Wir bringen ihm daher heute nicht nur schuldige Ergebenheit und kollegiale Achtung, sondern vor allem freundschaftliche Verbundenheit und Freude darüber zum Ausdruck, daß er in seltener körperlicher und geistiger Frische das Fest des 70. Geburtstages erlebt.

Mit dem Ausdruck der Freude darüber sollen die herzlichsten Wünsche verbunden sein, daß ihm noch viele Jahre glücklichen Zusammenseins mit seiner Familie und seinen Freunden beschert sein möchten, und daß wir ihm auch wieder zum Beginn des nächsten Dezenniums unsere Wünsche darbringen können.

Dr.-Ing. F i s c h m a n n, Grünberg i. S.

