

DIE BAUTECHNIK

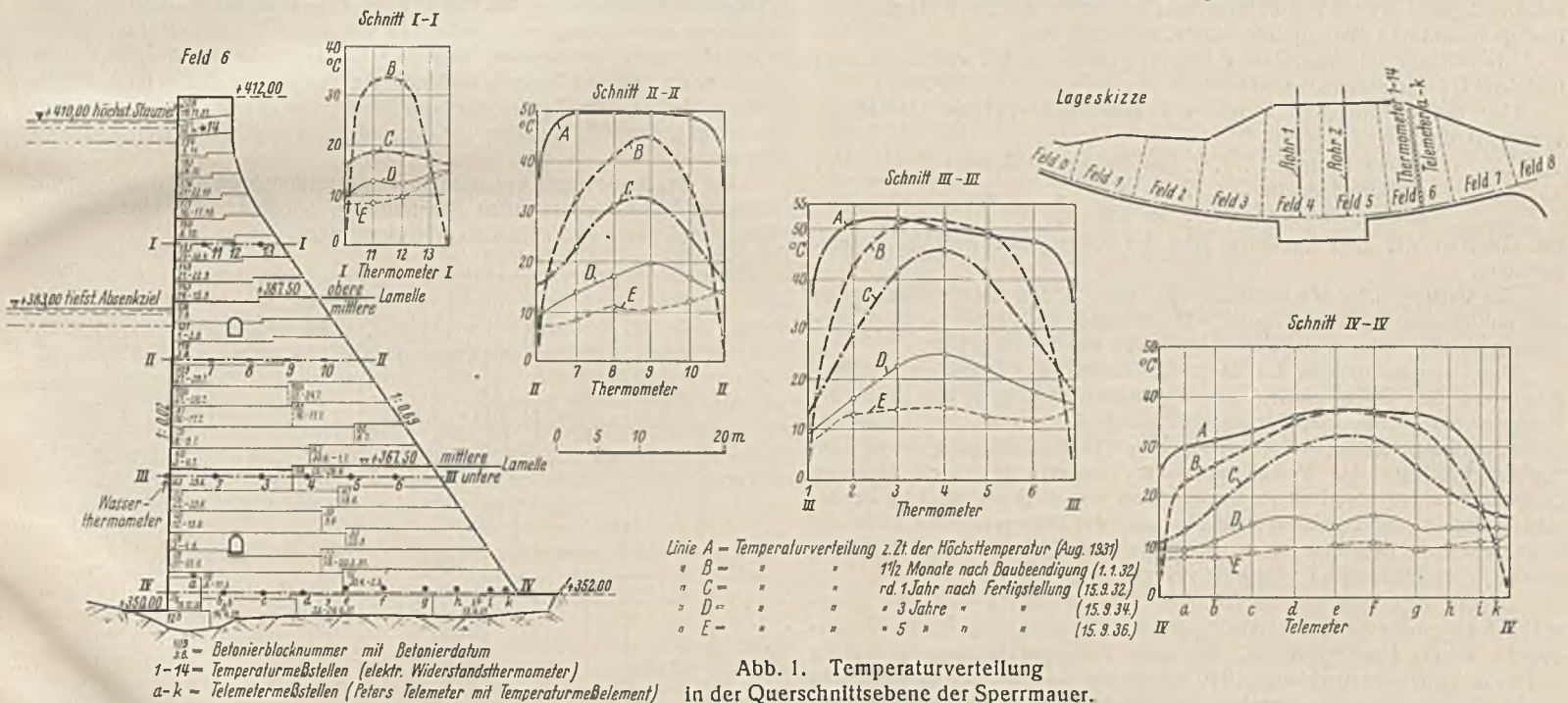
Die Temperaturmessungen in der Staumauer der Saaletalsperre am „Kleinen Bleiloch“.

Von Dr.-Ing. Th. Musterle, Gräfenwarth.

Alle Rechte vorbehalten.

Mit der gesteigerten Herstellung großer Betonmassen in Gußbetonbauweise mußte der Erhöhung der Rissesicherheit des Betons weitgehende Beachtung geschenkt werden. Die Schwierigkeiten bei der Feststellung von Rissen im Innern von Massenbeton und bei der Untersuchung der Materialeigenschaften bringen es mit sich, daß die Ursachen der Rissebildung und die Möglichkeiten zu deren Vermeidung heute noch wenig geklärt sind und die Ansichten hierüber weit auseinandergehen. Da die bei der Ausführung auftretenden Verhältnisse laboratoriumsmäßig nur unvollständig und teilweise überhaupt nicht nachgebildet werden können, mußten zur Erforschung der angedeuteten Fragen die erforderlichen Messungen am Bauwerk selbst durchgeführt werden. Neben den Beobachtungen der Längenänderungen und der Bewegungen des Bauwerks wurde fast bei allen bedeutenderen neuzeitlichen Sperrbauten besonders auf die Untersuchung der Abbinde Temperaturen im Innern der Betonmassen großer Wert gelegt. Auch bei der 1930/1931 in Gußbeton-

Da mit diesen Telemetern ein Temperaturmeßelement verbunden ist, wurden zur Einsparung von Meßgeräten und Kabeln die Telemeter und Thermometer in einer gemeinsamen senkrechten Ebene der Mauer verlegt, so daß auch die Temperaturanzeigen der Telemeter für die Auswertung des Temperaturverlaufs mit herangezogen werden können. Die Meßgenauigkeit beider Instrumente ist etwa gleich groß; bei einwandfreier Verlegung der Instrumente und Kabel, trockener Aufstellung und guter Pflege der Ablesinstrumente sowie sorgfältiger Ablesung überschreiten die Fehler 0,5° bis 1° C nicht. Da die Kontakte der Umschalter an den Meßbrücken bei nicht ganz trockener Aufstellung immer wieder oxydieren, wodurch die Meßergebnisse verfälscht werden, ist eine regelmäßige Überholung der Anzeiginstrumente allerdings nicht zu umgehen. Als Meße Ebene wurde der größte Normalquerschnitt von 65 m Höhe und 46,15 m Sohlenbreite in der Mitte des Feldes 6 gewählt, das wie die übrigen Felder einen Dehnungsfugenabstand von 25 m aufweist.



bauweise errichteten Staumauer der Bleilochsperre¹⁾ wurden Thermometer in das Innere der Mauer eingebaut, um durch regelmäßige Beobachtung der Betontemperaturen die Entwicklung und allmähliche Ableitung der Abbindewärme sowie den Einfluß der Luft- und Wassertemperatur zu untersuchen. Diese Messungen können nunmehr, nachdem zu Ende des Jahres 1936 im Innern der Mauer sich die mittlere Jahrestemperatur bis auf wenige ° C eingestellt hat, im wesentlichen als abgeschlossen gelten und werden nachstehend zusammenhängend beschrieben.

I. Anordnung der Meßinstrumente.

Zur Temperaturmessung wurden elektrische Widerstandsthermometer von Siemens & Halske mit Fernablesung verwendet, die sich schon wiederholt beim Einbau in Talsperren bewährt hatten. Auf ihre bereits anderweitig²⁾ beschriebene Konstruktion und Wirkungsweise braucht hier nicht näher eingegangen zu werden.

Außer den Temperaturmessungen wurden bei der Bleilochsperre auch Spannungs- bzw. Dehnungsmessungen mittels sog. „Telemeter“³⁾ (amerikanisches Patronentelemeter nach Dr. Peters) durchgeführt.

¹⁾ Allgemeine Beschreibungen der Bleilochsperre finden sich in: Sommer, Die Saaletalsperre am „Kleinen Bleiloch“, Ztrbl. d. Bauv. 1934, Heft 41. — Kyser, Die Saaletalsperre, ETZ 1933, Heft 28/29. — Köhler, Die Bleilochsperre bei Saalburg in Thüringen, DWW 1932, Heft 1 bis 3.

²⁾ Liesegang, Temperaturmessungen an Staumauern, Siemens-Zeitschrift 1932, S. 398.

³⁾ Treiber, Die Verwendung von Telemetern zu Spannungsmessungen an Bauwerken, Bauing. 1930, Heft 37.

Die Verteilung der 10 Telemetermeßstellen a—k und der 14 Thermometer 1—14 über den Querschnitt ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Bei der Auswertung der Messungen und Einzelzeichnung der Linien gleicher Temperatur (Isothermen) zeigte sich, daß die Abstände der äußeren Meßstellen von den luft- und wasserseitigen Begrenzungsflächen zu groß sind. Entsprechend dem steilen Abfall der Temperaturverteilungslinien wäre nach den Randflächen zu (s. Abb. 1) eine entsprechend engere Anordnung der Meßstellen zweckmäßiger gewesen. Der Übergang der Außentemperatur in den Beton hätte dadurch genauer erfaßt werden können.

Für die Aufstellung der Anzeiginstrumente der Thermometer und Telemeter wurde ein besonderes Meßhäuschen unmittelbar am luftseitigen Fuße des Feldes 6 errichtet, um möglichst kurze Verbindungen zwischen den Meßstellen und dem Ablesinstrument zu erhalten.

Für die Messung der Wassertemperatur ist ein Widerstandsthermometer (Nr. 1) in einem kleinen Ausbau an der Wasserseite der Mauer etwa 15 m über der Sohle eingebaut. Die Wassertemperatur wird außerdem regelmäßig monatlich zweimal von der Sohle bis zur jeweiligen Oberfläche mittels eines in ein Schöpfgefäß eingebauten Quecksilberthermometers gemessen.

Die Lufttemperaturen im Schatten werden dreimal täglich abgelesen; ferner werden die täglichen Höchst- und Niedrigstwerte aufgenommen.

II. Wärmeentwicklung beim Abbinden.

Der Temperaturverlauf an einigen besonders ausgesuchten Meßstellen seit Beginn der Messungen ist in Abb. 2 dargestellt. An Meßstelle 4 wurden die höchsten Temperaturen im gesamten Querschnitt überhaupt

gemessen. An Meßstelle *f* traten die höchsten Temperaturen eines Horizontalschnittes rd. 3 m über der Sohle auf. Punkt 13 ist die durch die Außentemperatur am stärksten beeinflusste Meßstelle an der Luftseite, während sich bei *a* die Wassertemperatur des Stausees am meisten bemerkbar macht.

Die Temperaturkurven aller übrigen Meßstellen liegen zwischen den dargestellten Werten, die als Grenzkurven aufgefaßt werden können. Der Übersichtlichkeit halber wurde auf die Wiedergabe weiterer Werte verzichtet.

Der Höchstwert der Betontemperatur wurde an den Meßstellen 3 und 4 mit rd. 52° C beobachtet. Bei einer Einbringtemperatur des Betons von 18° C betrug somit die größte Temperatursteigerung 34° C.

Dieser Wert erscheint in Anbetracht des Umstandes, daß bei der seinerzeitigen Auswahl des Bindemittels besonders auch auf niedrige Abbinde-temperaturen Wert gelegt wurde, reichlich hoch.

Als Bindemittel wurde eine Mischung aus 0,34 GT Portlandzement und 0,66 GT Thurament verwendet⁴⁾.

Der Bindemittelgehalt wurde mit zunehmender Höhe der Mauer verringert und betrug für die

untere Lamelle	= 347 kg/m ³ Beton
mittlere Lamelle	= 310 " "
obere Lamelle	= 256 " "

Die Grenzen der drei Lamellen sind im Querschnitt der Abb. 1 eingetragen.

Die Verringerung des Bindemittelgehaltes in den oberen Mauerteilen hat naturgemäß eine geringere Wärmetönung und eine raschere Ableitung an den höher gelegenen Meßstellen zur Folge gehabt.

Durch nachträglich in der Baustoffprüfanstalt der Erbauerin der Bleilochsperre, AG Obere Saale, durchgeführte Messungen der Abbinde-temperaturen wurde die Wärmeentwicklung der obengenannten Bindemittelzusammensetzung bestimmt. Unter Berücksichtigung der Ausstrahlungsverluste der Versuchsapparatur, soweit sie durch Messung bestimmt werden konnten, wurde ein Wert von 40,2 cal für 1 kg Bindemittelgemisch gefunden. Da die Messung der Wärmeverluste nicht mit aller Schärfe durchzuführen war, wird sicherheitshalber ein Wert von 45 cal je kg Bindemittel zugrunde gelegt.

Daraus läßt sich die im Bauwerk für die untere Lamelle zu erwartende größte Temperatursteigerung bei Vernachlässigung der Wärmeabgabe an die Luft errechnen. Bei einer Zusammensetzung des Betons aus 1952 kg Diabaszuschlägen, 240 kg Wasser und 347 kg Bindemitteln ergibt sie sich unter der Annahme, daß etwa 40 kg Wasser bereits beim Einbringen verloren gingen, aus der Beziehung:

$$1952 \cdot 0,18 x + 200 \cdot 1,0 x + 347 \cdot 0,2 x = 347 \cdot 45 \text{ zu } 25,2^\circ \text{ C.}$$

Die spezifische Wärme des Diabas mit 0,18 und des Bindemittelgemisches mit 0,2 wurden als Mittelwerte aus Tabellenwerken entnommen. Die spezifische Wärme des Betons ergibt sich hieraus zu rd. 0,25.

Berücksichtigt man die durch Ausstrahlung und Leitung entstehenden Wärmeverluste⁵⁾, so erhält man eine rechnermäßige Temperatursteigerung von nur 22 bis 23° C.

Der große Unterschied von rd. 10° C zwischen der errechneten und der tatsächlichen Temperatursteigerung kann auch mit Ungenauigkeiten in der Bestimmung der Wärmeentwicklung nicht mehr erklärt werden.

Als Ursache der Überschreitung des errechneten Wertes müssen vielmehr folgende Punkte angesehen werden:

1. Wesentliche Wärmeverluste infolge Ausstrahlung sind bei der großen Schichthöhe von durchschnittlich 2,7 m und bei dem raschen Betonierfortschritt — nach etwa fünf bis sechs Tagen wurde in den mittleren Mauerteilen bereits die nächste Schicht aufgebracht — nicht aufgetreten. Die mittlere Tagestemperatur betrug zur Zeit des Einbringens der Blöcke 58, 63, 62 und 69 (s. Abb. 1) etwa 18 bis 20° C, wobei der Tageshöchstwert im Schatten bis auf über 25° C anstieg. Bei der

⁴⁾ Sommer, Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saalelalsperre am „Kleinen Bleiloch“. Bautechn. 1934, Heft 17/18.

⁵⁾ Sandri, Die Vorausberechnung der Temperaturerhöhung in Stau-mauern aus Gußbeton. Zement 1936, S. 743 ff.

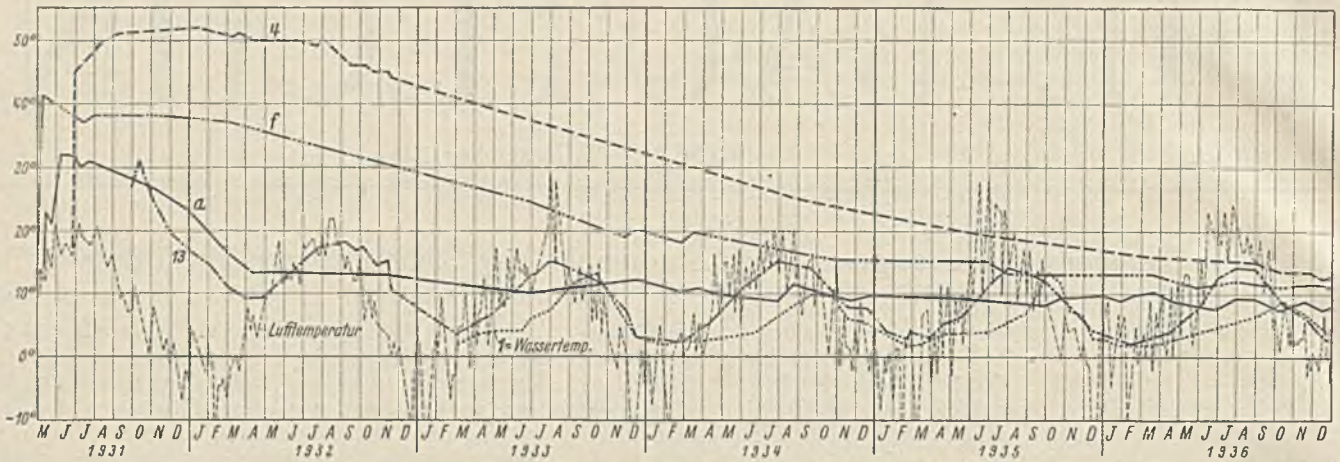


Abb. 2. Temperaturverlauf an den Meßstellen *a, f, 1, 4* und *13*.

windgeschützten, der Sonne fast den ganzen Tag voll ausgesetzten Lage der Sperrmauer muß sogar eine erhebliche Wärmeeinstrahlung tagsüber angenommen werden, die durch die nächtliche Ausstrahlung nur zu einem geringen Teil wieder aufgehoben worden sein dürfte.

2. Die fertig betonierten Blöcke haben nach fünf bis sechs Tagen, wenn sie durch die nächste Blocklage überdeckt wurden, bereits etwa 70% und mehr ihrer Endtemperatur erreicht gehabt. Infolge des großen Temperaturunterschiedes zwischen dem frisch eingebrachten Mischgut und dem darunterliegenden erheblich wärmeren Block trat solange ein Wärmeübergang vom unteren nach dem oberen Block auf, bis der letztere durch seine eigene Wärmeentwicklung die Temperatur des unteren Blocks erreicht hatte. Die Temperatur des Mischgutes wurde also nach dem Einbringen durch Aufheizung von den unteren fertig betonierten Schichten her erhöht.

Bei der Berechnung der größten Temperatursteigerung ist daher nicht bloß der Wärmeverlust durch Ausstrahlung, sondern auch eine etwaige Wärmezuführung von außen zu berücksichtigen.

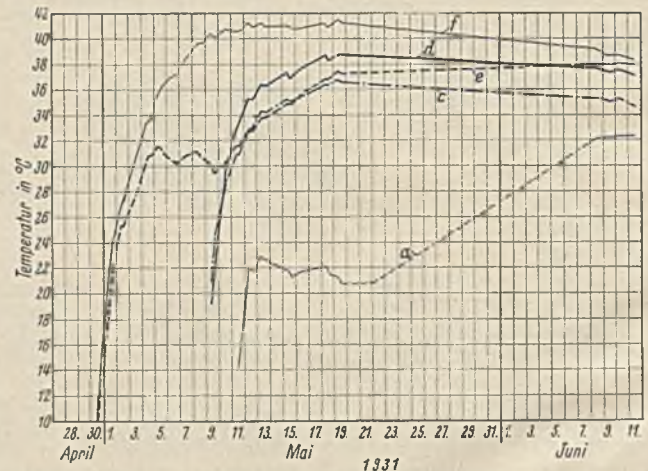


Abb. 3. Temperaturverlauf an den Meßstellen *a, c, d, e, f*.

Über die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Betonierblöcke gibt die Auftragung der Anfangstemperaturen verschiedener Meßstellen in Abb. 3 ein gutes Bild. *e* und *f* liegen in Block 12, *c* und *d* in dem Nachbarblock 16, der neun Tage nach Block 12 betoniert wurde. In *f* wurde die Höchsttemperatur des Meßschnitts IV mit 41° C bei einer Temperatursteigerung von 30° C erreicht. Meßstelle *e* liegt ganz am Rande dieses Blocks, macht in den ersten beiden Tagen die Temperaturerhöhung fast voll mit, bleibt dann bis zum fünften Tag immer mehr hinter *f* zurück und erreicht nur eine Höchsttemperatur von nicht ganz 32° C. Von nun an fällt die Temperatur infolge Ausstrahlung bis zum neunten Tage auf etwa 30° C ab. An diesem Tage wird der Nachbarblock 16 mit der nächstliegenden Meßstelle *d* betoniert. Durch den Wärmeübergang von Block 16 her steigt die Temperatur von *e* um volle 7° C wieder an und bleibt damit nur unwesentlich hinter der Temperatur von *d* zurück, die sie im späteren Verlauf sogar noch um 1 bis 2° C übersteigt.

An Meßstelle *d* stellt sich eine Temperatursteigerung von nur 20° C ein bei einer Ausgangstemperatur von 19° C. Das Zurückbleiben der Temperatursteigerung hinter der rechnermäßigen ist dadurch bedingt, daß zwischen dem Betonieren der Blöcke 16 und 9 ein Zeitraum von 16 Tagen verstrichen ist. Der unten liegende Block 9 hat in dieser Zeit einen Teil seiner Abbindewärme bereits abgegeben, und von Block 16 aus findet ein Übergang an Wärme nach dem kälteren Block 9 statt.

Dieser Wärmeaustausch zwischen den einzelnen Betonierblöcken ergibt sich auch bei Betrachtung der Temperaturen an den Meßstellen *c* und *a*. Punkt *c* liegt über dem rd. 30 Tage früher betonierten Block 6b, der wegen seines höheren Alters noch weiter ausgekühlt ist, so daß *c* nicht einmal die Temperaturen von *d* erreicht.

Noch weiter zurück bleibt die anfängliche Temperatursteigerung der Meßstelle *a*, die über dem schon im Dezember 1930 betonierten Block 3g liegt, der also bereits ein Alter von rd. 4 1/2 Monaten hat und im Winter wohl restlos ausgekühlt sein dürfte.

Vom 21. und 22. Mai 1931 an zeigt sich jedoch auch bei *a* ein Temperaturanstieg, der durch das Einbringen des aufliegenden Blocks 19 hervorgerufen ist.

Dasselbe Bild ergibt sich auch aus der Auftragung der Anfangstemperaturen an den Meßstellen 3 und 4, die zwei Nachbarblöcken angehören, die mit einem Zeitunterschiede von vier Tagen betoniert wurden (s. Abb. 4).

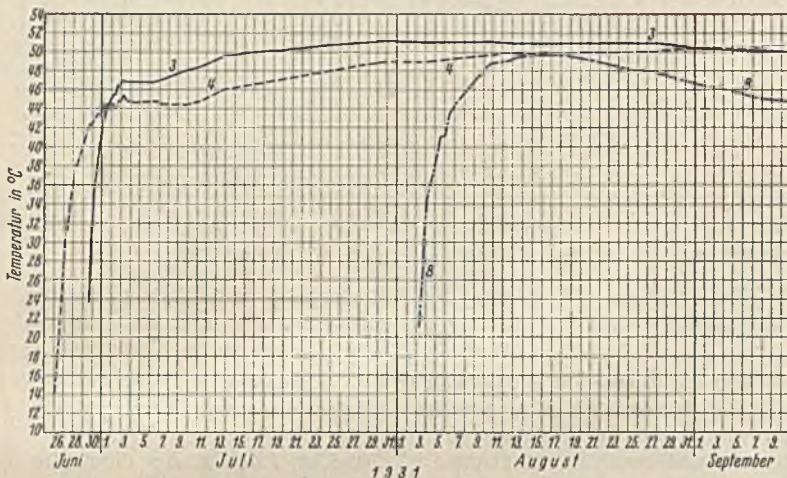


Abb. 4. Temperaturverlauf an den Meßstellen 3, 4 und 8.

Die Abbindewärme entwickelt sich sehr stürmisch, wie aus dem Verlauf der Temperaturkurven in Abb. 3 u. 4 hervorgeht. Praktisch ist die Wärmeentwicklung nach fünf bis zehn Tagen abgeschlossen. Zwar wird auch nach dieser Zeit etwas Wärme entwickelt, sie ist aber so gering, daß sie im allgemeinen eine weitere Temperatursteigerung nicht mehr hervorrufen kann, da die Wärmeverluste mit der Wärmezufuhr nunmehr im Gleichgewicht sind, allmählich diese sogar überwiegen, so daß dann ein Absinken der Temperaturen einsetzt. Lediglich bei sehr raschem Betonierfortschritt, wenn durch die folgenden Blöcke eine gute Isolierung bewirkt wird, ergibt auch die geringe Restentwicklung der Abbindewärme noch eine kleine Temperatursteigerung.

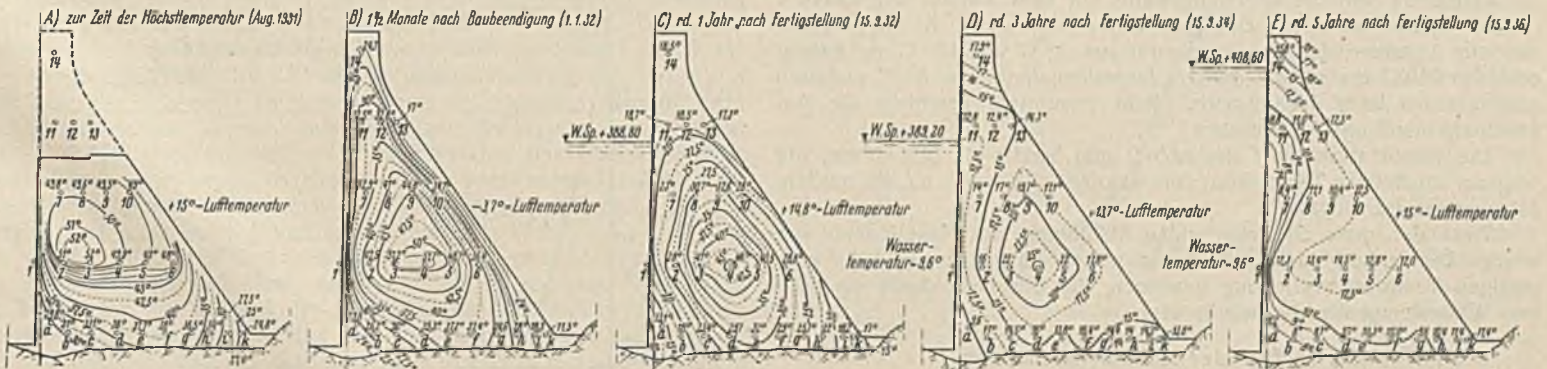


Abb. 5. Temperaturverteilung zu verschiedenen Zeitpunkten (Isothermen).

Die Laboratoriumsversuche hatten eine noch raschere Wärmeentwicklung erwarten lassen: Bei der Untersuchung der Bindemittel allein war die Wärmeentwicklung nach 24 bis 30 Std. abgeschlossen, während die Untersuchung der zugehörigen Mörtelmischung eine Dauer der Wärmeentwicklung von zwei bis drei Tagen und die des Betons eine Dauer von etwa vier Tagen ergab. Die gesamte Wärmeentwicklung kann laboratoriums-mäßig nach allen drei Möglichkeiten bestimmt werden. Der zeitliche Verlauf muß jedoch am Beton selbst untersucht werden. Es scheint auch, daß der Verlauf der Reaktion des Bindemittels sehr stark von der Raumtemperatur abhängig ist.

Bei gleichen Mischungsverhältnissen dürfte daher auch im Bauwerk der Verlauf der Wärmeentwicklung in hohem Maße von der Einbringtemperatur und der Lufttemperatur während der ersten Tage nach dem Betonieren beeinflusst werden.

Aus den Beobachtungen an der Bleilochsperre ist zu schließen, daß zwar Bindemittelzusammensetzung und -menge für die Temperatursteigerung im Massenbeton in erster Linie bestimmend sind, daß daneben aber auch Einbringtemperatur, Schichthöhe und Arbeitsfortschritt sehr großen Einfluß ausüben können. Es darf vor allen Dingen nicht übersehen werden, daß durch das Aufbetonieren auf frischen Beton, bei dem eine Abkühlung noch nicht eingetreten ist, eine nachträgliche Erhöhung der sog. „Einbringtemperatur“ eintreten kann. Bei dem raschen Arbeitsfortschritt ist dabei im allgemeinen, wenn nicht besondere Vorkehrungen zur Wärmeableitung getroffen werden, stets mit größeren Temperatursteigerungen zu rechnen als bei langsamerem Fortschritt, bei dem schon den einzelnen Blöcken Gelegenheit zur Abkühlung gegeben ist.

III. Ableitung der Abbindewärme aus dem Mauerinnern.

Das Abklingen der Abbindetemperaturen dauert, wie schon aus anderen Messungen bekannt ist, eine ganze Reihe von Jahren.

Bei der Bleilochsperre ist der Endzustand der Temperaturverteilung nach 5 1/2 Jahren noch nicht vollständig erreicht. Im Kern der Mauer liegen die Temperaturen immer noch 3 bis 4°C über der mittleren Jahrestemperatur, die etwa 8 bis 9°C beträgt. Die Anpassung an den Endzustand ist jedoch immerhin soweit gediehen, daß sich ein Bild über die endgültige Temperaturverteilung gewinnen läßt. Es wird allerdings noch einige Zeit dauern, bis dieser Zustand erreicht ist, da der Ausgleich mit dem Absinken der Innentemperaturen sich immer langsamer vollzieht.

Wie aus der Aufzeichnung der Isothermen für die Bleilochsperre in Abb. 5 hervorgeht, ist das Temperaturgefälle nach der luft- und wasserseitigen Begrenzungsfläche zu stärker als nach der Sohle und der Krone hin, und damit ist auch der Wärmeabfluß nach den Seitenflächen zu größer.

In Abb. 5 tritt in den ersten vier dargestellten Phasen A—D deutlich ein „Temperaturmittelpunkt“ in Erscheinung. Die Verschiebung dieses Punktes nach der Wasserseite zu während der ersten Monate (Abb. 5a) ist durch den Baufortschritt bedingt. Da die abfließende Wärmemenge umgekehrt proportional der zurückzulegenden Weglänge ist, nehmen die Isothermen bei der vorliegenden Grundform des Bauwerks angenähert die Gestalt einer Ellipse an, deren große Achse mit der Richtung der Winkelhalbierenden zusammenfällt und deren Mittelpunkt etwa in der Höhe des Schwerpunktes des Mauerquerschnitts liegt.

Während die Randzonen sehr rasch ihre Abbindewärme an die Luft bzw. das Wasser abgeben, dauert es je nach der Mauerdicke längere Zeit, bis sich die Abkühlung auch im Temperaturmittelpunkte bemerkbar macht.

Der Temperaturverlauf in den Randzonen kann nach der Gleichung

$$(1) \quad u = u_0 \cdot \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-z^2} dz, \quad \text{wobei } z = \frac{x}{2\sqrt{at}}$$

berechnet werden⁶⁾.

Darin ist

u = Temperatur im Abstände x von der Oberfläche zur Zeit t Std.,

u_0 = Anfangstemperatur des als unendlicher Halbraum gedachten Körpers,

$a = \frac{\lambda}{\gamma c}$ = Temperaturleitfähigkeit,

λ = Wärmeleitfähigkeit in cal/m h °C,

c = spezifische Wärme in cal/kg °C,

γ = spezifisches Gewicht in kg/m³.

Bei einem Randabstande von 15 m, der für das Temperaturzentrum bei Meßstelle 4 senkrecht zu den Begrenzungsflächen eingeführt werden kann, ergibt sich aus Gl. (1) eine Zeit von 4400 Std. = rd. 1/2 Jahr, bis sich der

⁶⁾ Gröber, Wärmeleitung und Wärmeübertragung. Berlin 1921, Julius Springer.

Einfluß der Abkühlung an Meßstelle 4 bemerkbar macht⁷⁾. Die Kurve 4 der Abb. 2 zeigt in guter Übereinstimmung mit der Berechnung bis zu rd. sieben Monaten ein Ansteigen bzw. Gleichbleiben der Temperatur und dann erst das Einsetzen des Temperaturrückganges. Die Temperaturverteilung zu diesem Zeitpunkte zeigt die Kurve B in Schnitt III—III der Abb. 1. Gegenüber der Linie A, die die Temperaturverteilung zur Zeit der Höchsttemperatur darstellt, ist in der Mitte des Querschnitts noch keine Temperaturabnahme eingetreten. Das Gleiche gilt auch für den Schnitt IV—IV an der Sohle, während in dem weniger breiten Schnitt II—II zu derselben Zeit auch im Mittelpunkte schon eine geringe Abnahme von rd. 5° C sich eingestellt hat.

Die Ermittlung der gesamten Zeitdauer, die bis zur vollständigen Ableitung der Wärme aus dem Innern benötigt wird, kann überschlägig nach der einfachen Gleichung der Wärmeleitung

$$(2) \quad Q = \frac{\lambda}{d} \cdot F t \vartheta$$

geschehen, worin:

- Q = abfließende Wärmemenge in cal,
- λ = Wärmeleitfähigkeit in cal/m h° C,
- d = von der Wärme zurückgelegter Weg in m,
- F = Querschnitt in m²,
- t = Zeit in Stunden,
- ϑ = Temperaturunterschied in °C.

Die Temperaturverteilung vom Kern nach dem Rande kann hierbei genau genug geradlinig angenommen und die gesamte Wärmemenge im Schwerpunkte der Temperaturverteilungsfläche vereinigt gedacht werden, so daß im vorliegenden Falle bei 15 m Randabstand des wärmsten Punktes der zurückzulegende Weg $d = \frac{2}{3} \cdot 15 = 10$ m wird.

Die Berechnung ist stufenweise durchgeführt und ihr Ergebnis in der Zahlentafel 1 zusammengestellt. Dabei ist von der Höchsttemperatur der Meßstelle 4 mit 52° C ausgegangen und eine mittlere Jahrestemperatur von 8° C angenommen.

Zahlentafel 1

Abkühlung im Innern von °C auf °C	Temperatur-Ermäßigung Δt in °C	abzuführende Wärmemenge Q = λ · γ · c · Δt in cal	mittleres Temp Gefälle γ in °C	Zeit t zur Ablg. der Wärme in Std.	Gesamtdauer der Abkühlung in Std.	in Mon.
52 - 42	10	45338	39	5889	5889	8 1/2
42 - 32	10	45338	29	7320	13209	19
32 - 22	10	45338	19	12088	25897	36
22 - 17	5	22668	11,5	3986	35883	50
17 - 12	5	22668	6,5	17668	53551	75
12 - 8	4	18375	2	45308	98859	138
52 - 8	44	202125			39488	138

Vergleicht man die Rechnungswerte mit dem Verlauf der Kurve 4 in Abb. 2, so findet man eine gute Übereinstimmung. Es folgt daraus, daß die Abnahme der Kerntemperatur um 4° C von 12° C zu Anfang des Jahres 1937 bis auf die mittlere Jahrestemperatur von 8° C praktisch noch etwa 6 Jahre dauern wird. Rein theoretisch geschieht die Angleichung allerdings asymptotisch.

Die Temperaturkurve f der Abb. 2 gibt bereits ein Bild davon, wie langsam die letzten Temperaturgrade abklingen und sich an die mittlere Jahrestemperatur anpassen.

Trotz der noch zu erwartenden Abkühlung des Mauerinneren um wenige Temperaturgrade läßt sich doch schon ein genaues Bild der endgültigen Temperaturverteilung gewinnen, die nur noch durch die Luft- und Wassertemperatur beeinflusst wird.

IV. Einfluß der Außentemperaturen.

Die Beeinflussung der Betontemperaturen durch die jahreszeitlichen Schwankungen der Außentemperaturen nimmt bekanntlich mit dem Abstände von der Oberfläche rasch ab.

Unter der Annahme, daß die Lufttemperatur T₀ an der Außenfläche einer Sinuskurve nach Gleichung

$$(3) \quad T_0 = A_0 \cdot \sin 2\pi \frac{t}{t_0}$$

⁷⁾ Bei dieser Berechnung ist die Wärmeleitfähigkeit des Betons mit 2,0 eingeführt. In Tabellenwerken findet man für Beton meist Werte der Wärmeleitfähigkeit von 0,65 bis 0,75 angegeben. Diese Werte dürften jedoch nur für einen porösen Leichtbeton Gültigkeit haben, wie er zu Isolierzwecken Verwendung findet. Nach einer Auftragung in dem Werk von Cammerer, „Die konstruktiven Grundlagen des Wärme- und Kälteschutzes im Wohn- und Industriebau“, Berlin 1936, Julius Springer, ist die Wärmeleitfähigkeit in hohem Maße von dem Raumgewicht abhängig. Danach wurde für den Beton der Bleilochsperre mit dem Raumgewicht von 2,4 bis 2,5 t/m³ eine Wärmeleitfähigkeit von 2,0 ermittelt.

folgt, hat Vogt⁸⁾ für die Innentemperaturen die Gleichung

$$(4) \quad T = A \cdot \sin 2\pi \frac{t-t_1}{t_0} \text{ entwickelt.}$$

Darin bedeuten:

$$(5) \quad A = A_0 e^{-2\pi \cdot \frac{x}{x_0}}$$

die Amplitude und

$$(6) \quad t_1 = \frac{x}{x_0} \cdot t_0$$

die Phasenverschiebung.

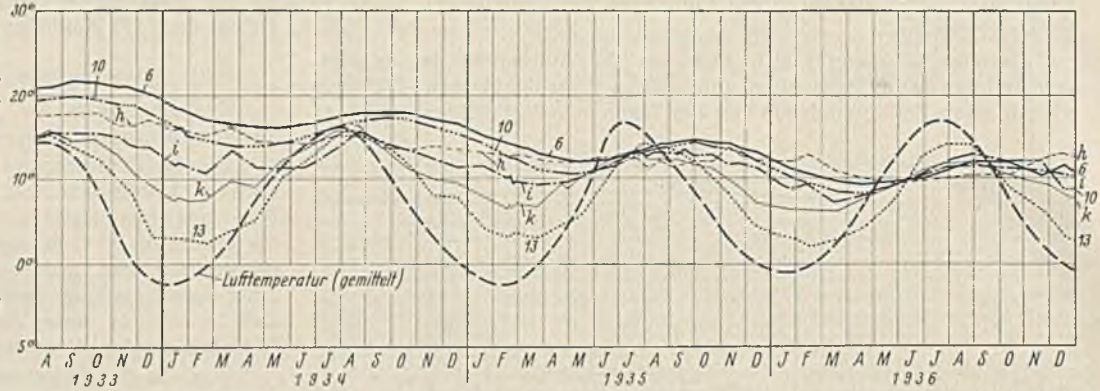


Abb. 6. Temperaturverlauf an den Meßstellen h, i, k, 6, 10 und 13.

Die Konstante x₀ bezeichnet die Wellenlänge, d. h. die Tiefe, in der die Phasenverschiebung t₁ gleich der Periode t₀ ist. Sie errechnet sich aus

$$(7) \quad x_0 = 2 \sqrt{\pi a t_0}$$

worin a die Temperaturleitfähigkeit (s. Gl. 1) bedeutet.

Zur Ermittlung der Amplituden und der Phasenverschiebungen aus den Messungen der Bleilochsperre sind in Abb. 6 weitere Temperaturkurven, und zwar der Meßstellen 13, 10, 6, h, i und k, die durch die Lufttemperatur beeinflusst werden, aufgetragen. Aus Abb. 2 ist die gemittelte Kurve der Lufttemperatur unter Vernachlässigung der Tagesschwankungen übertragen. Die Amplitude A₀ ergibt sich daraus zu 19° C. Aus Gl. (7) errechnet sich mit der Temperaturleitfähigkeit

$$a = \frac{\lambda}{\gamma c} = \frac{2,0}{2450 \cdot 0,25} = 0,00326$$

die Wellenlänge x₀ zu 19 m.

Unter Einführung dieses Wertes ist der Verlauf der Amplitude A und der Phasenverschiebung t₁ nach Gl. (5) u. (6) in Abhängigkeit von dem Randabstand x errechnet und in Abb. 7 graphisch dargestellt.

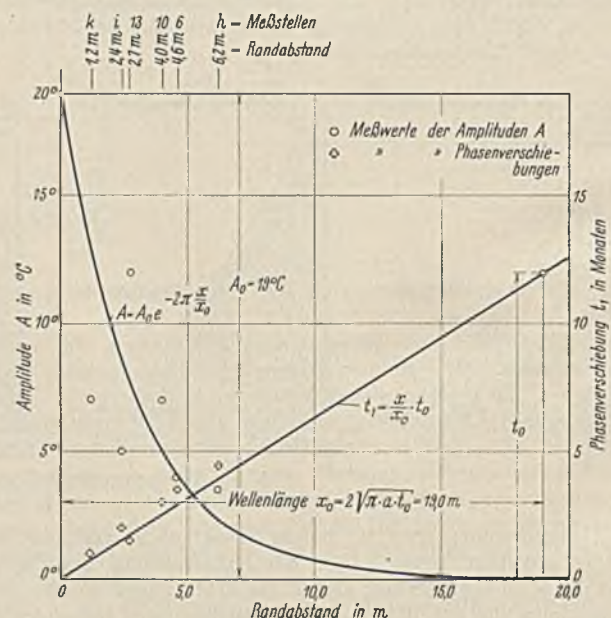


Abb. 7. Fortpflanzung der Außentemperatur ins Mauerinnere. Vergleich der Meßergebnisse an der Bleilochsperre mit den theoretischen Ableitungen.

Vergleichsweise sind darin auch die aus den Messungen an der Bleilochsperre nach Abb. 6 entnommenen Amplituden und Phasenverschiebungen eingetragen.

⁸⁾ Kelen, Gewichtsstauwauern und massive Wehre, S. 254, Berlin 1933, Julius Springer; entnommen aus Vogt, Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams, Nidaros 1930.

Die Meßwerte der Amplituden streuen sehr stark, fügen sich jedoch im großen ganzen der theoretischen Kurve an. Eine bessere Übereinstimmung mit der Theorie zeigen die gemessenen Phasenverschiebungen.

Leider sind die Meßstellen nicht so angeordnet, daß eine vollständige Nachprüfung möglich wäre. Allerdings wird die schon anderwärts gemachte Beobachtung, daß in 5 m Randabstand die Temperaturschwankungen nur noch 4 bis 5° C betragen, bestätigt.

In 8 bis 9 m Tiefe betragen die Temperaturschwankungen unter dem Einfluß der Außentemperatur nur noch 1° C, sind also praktisch kaum noch festzustellen. Die Phasenverschiebung beträgt hier annähernd 5 bis 6 Monate, d. h. in diesem Abstände von 8 bis 9 m vom Rande treten die Höchsttemperaturen im Winter und die Niedrigstwerte im Sommer ein.

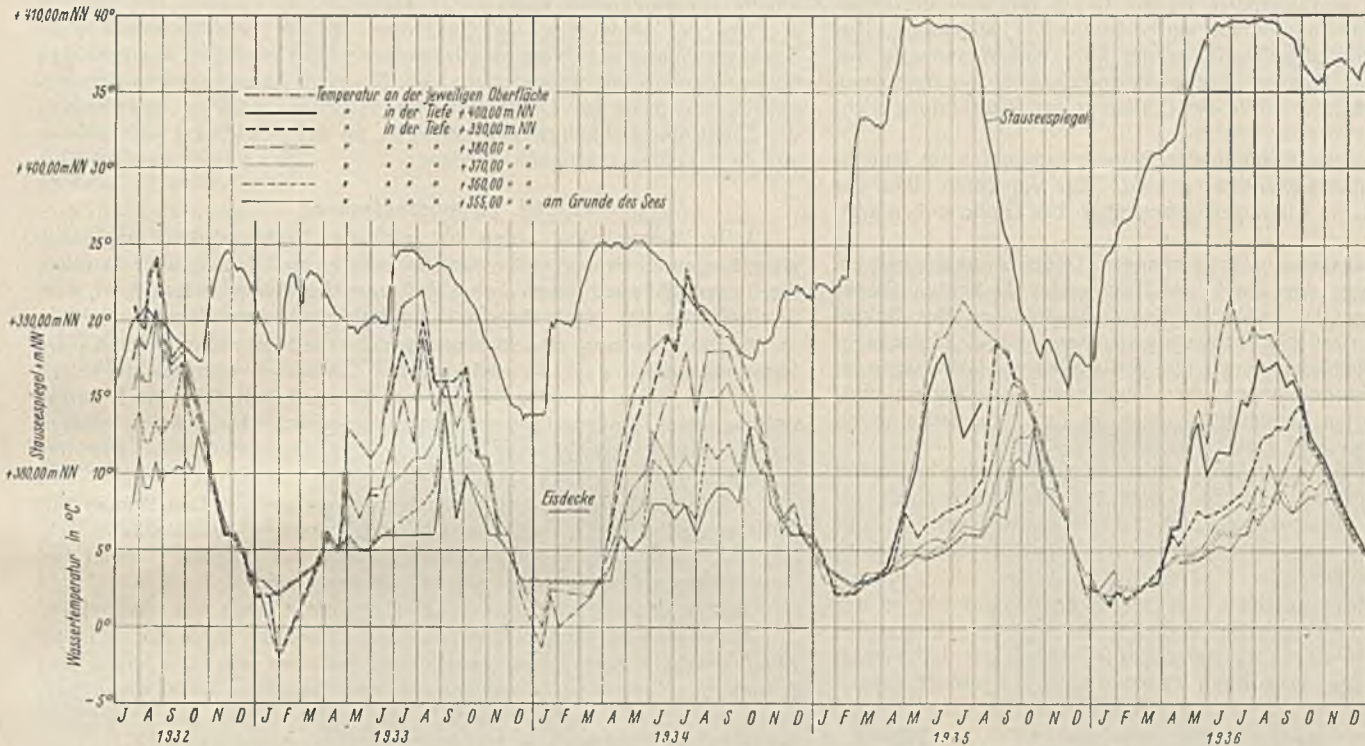


Abb. 8. Verlauf der Wassertemperaturen in verschiedener Tiefe des Stausees.

An der Wasserseite liegen die Verhältnisse etwas anders als an der Luftseite. Der Temperaturverlauf des Wassers in verschiedenen Tiefen kurz oberhalb der Sperrmauer ist in Abb. 8 dargestellt. Aus dieser Auftragung geht hervor, daß das Jahresmittel der Wassertemperatur sich mit der Tiefe ändert. Es steigt von etwa 5 bis 5½° C an der Sohle auf etwa 8° C bei 40 m über der Sohle an, während an der allerdings schwankenden Oberfläche sich ein Jahresmittel von sogar 9 bis 10° C ergibt. Die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen nehmen nach der Sohle zu stark ab.

Erwähnt sei hier, daß der rasche Temperaturanstieg des Wassers in der Tiefe, der sich meist Ende August und im September einstellt, nicht durch Wärmeleitung, sondern durch Mischung des Wassers hervorgerufen ist. Mit dem Einsetzen tiefer Nachttemperaturen sinkt das abgekühlte Oberflächenwasser wegen der Zunahme des spezifischen Gewichtes ab, wodurch senkrechte Strömungen entstehen, die eine plötzliche Wärmezufuhr nach den tieferen Schichten hervorrufen.

Entsprechend dem Verhalten der Wassertemperatur stellen sich auch an der Wasserseite der Mauer nach der Tiefe zu geringere Temperaturschwankungen ein als auf der Luftseite. An Meßstelle a bei einem Randabstände von rd. 2,9 m sind sie kaum noch meßbar (s. Abb. 2).

Der Umstand, daß auf der Wasserseite das jährliche Temperaturmittel im unteren Teile niedriger liegt als das Jahresmittel der Luft, führt zu der Überlegung, daß von der Luftseite nach der Wasserseite zu ständig ein Wärmeaustausch durch die Mauer hindurch stattfinden muß, d. h. im unteren Teile der Mauer stellt sich im Kern kein Ruhezustand, sondern ein gleichmäßiges Temperaturgefälle nach der Wasserseite zu ein. Die Isothermen werden also als Endzustand annähernd parallel zur Luftseite verlaufen. Die Ansätze hierzu sind aus der Auftragung der Isothermen in Abb. 5 bereits erkennbar.

V. Temperaturspannungen und Rissebildungen.

Der Endzweck der Temperaturmessungen bei Massenbeton ist die Feststellung, in welchem Umfange die durch die Temperaturunterschiede hervorgerufenen Eigenspannungen des Betonkörpers zur Rissebildung beitragen können.

Zur Ermittlung der Temperaturspannungen wird die bekannte Gleichung

$$(8) \quad \sigma = E \alpha \Delta T,$$

worin ΔT den Temperaturunterschied bedeutet, angewandt.

Mit $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ für jungen Beton und

$$\alpha = \frac{1}{100\,000} \text{ (Temperaturdehnungskoeffizient)}$$

geht Gl. (8) über in

$$(8a) \quad \sigma = \Delta T \text{ in kg/cm}^2.$$

Man muß sich darüber klar sein, daß bei der Ableitung der Abbindewärme eine ungleichförmige Temperaturverteilung und damit eine von der linearen abweichende Spannungsverteilung auftritt. Vielfach ist auch nicht feststellbar, wie weit unter dem Einfluß der Temperatur spannungslos verlaufende Formänderungen sich einstellen.

Die aus den Temperaturunterschieden nach Gl. (8) berechneten Spannungen sind daher mit aller Vorsicht aufzunehmen und können höchstens als Anhaltspunkte für die möglichen Größtwerte betrachtet werden.

Bei Anwendung der Gl. (8) müßte man Temperaturrisse in erster Linie in der Randzone der Luft- und Wasserseite sowie in der Krone erwarten, da diese Teile bei der Bleilochsperre, wie aus Abb. 5 hervorgeht, bereits im ersten auf die Fertigstellung folgenden Winter voll auskühlten, gegenüber dem Kern der Mauer Temperaturunterschiede bis zu 40° C aufwiesen und einen Temperaturrückgang von 20 bis 30° C erlitten haben.

Die aufgetretenen Risse entsprechen jedoch diesem Bilde nicht. Für

die rechte Mauerseite sind die beobachteten Querrisse in Abb. 9 skizziert. Die größte Weite weisen sie an der Sohle auf, werden nach oben enger und verlieren sich etwa 15 bis 20 m unter der Krone ganz.

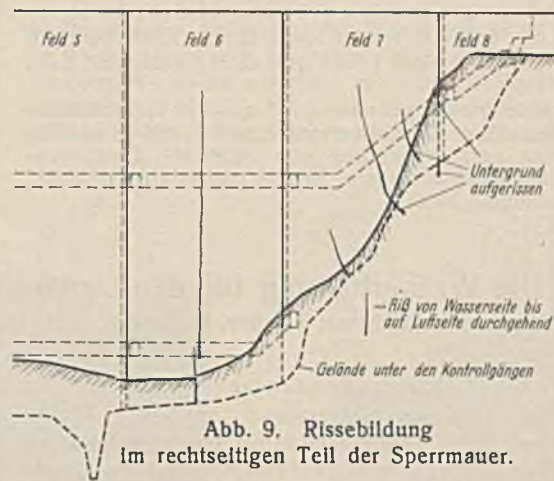


Abb. 9. Rissebildung im rechtseitigen Teil der Sperrmauer.

die Risse können nach ihrem Verlauf nicht durch Spannungen zwischen Kern und Randzonen entstanden sein; man muß vielmehr annehmen, daß bei der Abkühlung die dem Temperaturrückgang entsprechende Raumänderung sich zwischen Kern und Randzone infolge des elastischen und vielleicht noch plastischen Verhaltens des Betons tatsächlich größtenteils auswirken konnte. Soweit aber eine Behinderung der Raumänderung eintrat, sind die dadurch bedingten Spannungen unterhalb der Zugfestigkeit des Betons geblieben.

Die Risse müssen nach diesen Beobachtungen durch die ganze Mauer hindurchgehen. Beiläufig sei bemerkt, daß diese Risse vor dem Einstau der Mauer mit bestem Erfolg gedichtet werden konnten. Lediglich bei einem Riß mußte nachträglich die Dichtung erweitert werden.

*) Tölke, Über Schwinden, Rißbildung usw. DWW 1934, Heft 7.

Eine Erklärung der Rissebildung findet man nur durch Untersuchung der Volumenzusammenziehung an der Gründungsfuge. Die Risse nahmen zweifellos ihren Ausgang von der Sohle. Darauf deutet nicht nur, daß die Risse nach der Sohle zu mehr klaffen, sondern auch, daß sie an den beiderseitigen Hängen senkrecht zur Gründungsfuge abbiegen.

Durch den als mehr oder weniger starr anzunehmenden Untergrund wird sowohl die durch Abkühlung wie die durch Eigenschwindung — unter Eigenschwindung sei das Schwinden infolge Austrocknen bzw. auch infolge der chemischen Umsetzung des Bindemittels verstanden — bewirkte Volumenzusammenziehung behindert, wodurch Temperatur- und Schrumpfspannungen hervorgerufen werden, die je nach der Elastizität des Untergrundes die volle rechnerische Größe erreichen können.

An der Sohle der Bleilochsperre ist der Beton fast über die ganze Mauerbreite zur Zeit der Rissebildung um höchstens 5°C abgekühlt. Nur bis wenige m Tiefe unter der Oberfläche der Luft- und Wasserseite war die Abkühlung größer. Diesem Werte entsprechen Spannungen von höchstens etwa 5 kg/cm^2 , die allein zur Erklärung der Rissebildung nicht ausreichen.

Die Größe der Eigenschwindung des Betons, namentlich im Inneren großer Massen, ist nicht einwandfrei geklärt. Die Ansichten über die Eigenschwindung und die Literaturangaben über ihre Größe gehen weit auseinander.

Die an der Bleilochsperre vorgenommenen Telemetermessungen ergaben aber nach Abzug der durch die Temperatur bedingten Raumänderungen in waagerechter Richtung Gesamtverkürzungen des Betons zur Zeit der Rissebildung in der Größe von etwa $0,10\text{ mm/m}$ bis $0,23\text{ mm/m}^{10)}$. Da in waagerechter Richtung durch die Auflast keine Verkürzungen, sondern infolge der Querdehnungen eher Längungen zu erwarten sind, müssen die vorgenannten Längenänderungen in der Hauptsache durch die Eigenschwindung bedingt sein.

Aus dem Vergleich der durch Temperatur und Schrumpfung bedingten Längenänderungen ergibt sich, daß die Rissebildung vermutlich durch das Zusammenwirken von Temperatur- und Schrumpfspannungen an der Gründungsfuge hervorgerufen wurde, wobei der Anteil der Schrumpfung jedoch erheblich überwog.

Die an der Sohle auftretende Verkürzung des Betons hat an der Dehnungsfuge zwischen den Feldern 7 und 8 sowie an den Rissen des Feldes 7 zum Aufreißen des Felsuntergrundes geführt, wie teils durch unmittelbare Beobachtung, teils durch Färbeversuche festgestellt werden konnte. Ob an den Rissen der übrigen Felder ebenfalls ein Aufreißen des Untergrundes eingetreten ist, wurde nicht untersucht.

Die Beobachtungen an der Bleilochsperre bestätigen die auch anderwärts gemachte Erfahrung¹¹⁾, daß der Fugenabstand an den Hängen zweckmäßiger Weise kleiner gehalten wird als in Talmitte und daß die Fugenteilung etwaigen Geländebruchpunkten des Fundamentes anzupassen ist.

Die vorstehenden Darlegungen beziehen sich allein auf die beobachteten Querrisse, die an der Luft- und Wasserseite sowie in den Kontrollgängen zugänglich sind. Der Umstand, daß Längsrisse nicht beobachtet sind,

¹⁰⁾ Probst, Deformationsmessungen an einer 65 m hohen Gewichtsstaumauer. Bericht zum 2. Internationalen Talsperrenkongreß, Washington 1936.

¹¹⁾ Link, Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen in Staumauern. Bericht zum 2. Internationalen Talsperrenkongreß, Washington 1936.

darf nicht ohne weiteres zur Annahme führen, daß solche nicht aufgetreten wären. Ihre Feststellung ist fast überall mangels ausreichender Zugänglichkeit einfach nicht möglich, sofern sie nicht an der Luftseite zutage treten.

Trifft die Erklärung zu, daß die Rissebildung infolge der Temperatur- und Schwindspannungen an der Gründungsfuge vor sich geht, dann müssen sich auch die statisch bedenklichen Längsrisse gebildet haben, bzw. es müssen sich die senkrechten, parallel zur Längsachse der Mauer verlaufenden Arbeitsfugen geöffnet haben. Die einzige in diesem Sinne angesetzte Bohrung an der Bleilochsperre erbrachte tatsächlich den Beweis für das Klaffen einer solchen Arbeitsfuge. Wie weit sich die Arbeitsfuge geöffnet hat und ob von dieser Risse nach oben oder unten ausgehen, konnte allerdings nicht ausgemacht werden.

Bei der Bedeutung der Längsrisse für die Standsicherheit einer Schwergewichtsmauer wäre es wünschenswert, bei künftigen Ausführungen bessere Beobachtungsmöglichkeiten hierfür durch Anordnung von Kontrollgängen senkrecht zur Längsachse der Mauer zu schaffen und diese in die Ebene der Dehnungsfugen zu legen, so daß von einem Kontrollgang aus zwei Felder zugänglich werden.

VI. Zusammenfassung.

1. In Massenbeton treten bei raschem Baufortschritt Temperatursteigerungen über das rechnerisch ermittelte Maß hinaus auf, da durch die unteren Blöcke, denen keine Zeit zum Auskühlen gelassen ist, eine „Aufheizung“ des frisch eingebrachten Mischgutes bewirkt wird.

2. Die Ableitung der Abbindewärme dauert je nach der Dicke der Betonmauern Jahre und Jahrzehnte. Ein Auspressen von Dehnungsfugen kann daher, wenn es seinen Zweck erfüllen soll, erst Jahre nach Fertigstellung eines Bauwerkes vorgenommen werden, oder aber es müssen zur Abführung der Wärme besondere Kühlungsmaßnahmen getroffen werden.

3. Die durch den Einfluß der Außentemperatur bewirkten Temperaturänderungen im Beton nehmen mit zunehmendem Randabstande sehr rasch ab. Für mitteleuropäische Verhältnisse betragen die Temperaturschwankungen des Betons in 5 m Randabstand nur noch 4 bis 5°C und sind in 8 m Randabstand mit noch 1°C praktisch kaum mehr feststellbar.

4. Die Rissebildung bei Massenbeton geht von der Sohle aus und wird allem Anschein nach durch das Zusammenwirken von Temperatur und Schrumpfung bestimmt, wobei aber der Schrumpfung meist der höhere Anteil zukommen dürfte. Es ist wahrscheinlich, daß die Rissegefahr durch die Nachgiebigkeit des Untergrundes mitbeeinflusst wird.

5. Die Rissebildung in Talsperren kann nach dem derzeitigen Stande der Erkenntnisse zweifellos einerseits durch Verringerung der Fugenabstände, insbesondere an den Steilhängen, andererseits durch Auswahl von Bindemitteln mit geringer Abbindewärmeentwicklung und geringem Schwindmaß herabgesetzt werden. Ein wesentlicher Fortschritt wäre wohl auch mit einer Erhöhung der Dehnungsfähigkeit des Betons zu erreichen, die allerdings bis heute nur vereinzelt in den Kreis der Untersuchungen gezogen wurde.

6. Zur restlosen Klärung der mit der Rissebildung zusammenhängenden Fragen müssen die Temperaturmessungen durch Dehnungsmessungen am Bauwerk selbst, ferner durch Untersuchung des elastischen und plastischen Verhaltens des Betons, insbesondere im Innern großer Massen, ergänzt werden.

Alle Rechte vorbehalten. Die Wasserhaltung für den Umbau des Weser-Wehres bei Dörverden.

Von Regierungsbaurat Fischer, Leiter der Neubauabteilung beim Preuß. Wasserbauamt Verden (Aller).

(Schluß aus Heft 52.)

2. Die Großfilterbrunnenanlage.

a) Gesamtanlage und Einbau.

Das neue Dörverdener Wehr wurde unmittelbar oberhalb des alten Wehres errichtet. Der Bau vollzog sich in zwei Hauptabschnitten. Unter Einfassung der Baugruben durch Fangedämme wurde im ersten Bauabschnitt der rechteilige Schleusenpfeiler, der rechte Stropfpfeiler, das Wehrgrundwerk der rechten Wehröffnung und die Prahmschleuse im Anschluß an das vorhandene Kraftwerk errichtet. Im zweiten Bauabschnitt folgten bei gleicher Bauweise der linke Stropfpfeiler, der linksseitige Landpfeiler und die Wehrgrundwerke der mittleren und linksseitigen Wehröffnungen.

Abb. 6 zeigt die Anordnung der Wasserhaltung für den ersten Bauabschnitt. Die Größe der Baugrube innerhalb der Fangedammspundwände betrug $68 \times 50\text{ m} = 3400\text{ m}^2$. Nachdem vorsichtig vortastend zunächst die beiden Großbrunnen I und II fertiggestellt waren und festgestellt war, daß die Gefahr eines Mitreißens von Sand aus dem Untergrund nicht vorlag, wurde in vorsichtiger Welterführung der Anlage zunächst mit vier Brunnen, dann mit sechs Brunnen festgestellt, daß im Endergebnis das Ziel einer trockenen Baugrube bis unter Grundwerksunter-

kante durch acht Großbrunnen zu erreichen war. Wegen des außerordentlich starken Wasserandranges im Fangedamm nach der Weser zu und zur Erhöhung der Standsicherheit dieses Fangedammes mußte hier in das Grundwerk des großen Mittelpfeilers noch eine kleine zusätzliche Wasserhaltung mittels Kleinfilterbrunnen eingerichtet werden. Zur Aufnahme des Tageswassers und des geringen Wasserzuflusses aus undichten Spundwandschlössern — dieses trat besonders nach Arbeiten des Fangedammes infolge Frost oder Stauwechsel ein — wurde außerdem noch eine Dränung längs des Fangedammes angelegt, die das anfallende Wasser meist den benachbarten Großfilterbrunnen, die im oberen Ringteill zu diesem Zwecke mit Filter versehen waren, zuleiten konnten.

Ganz ähnlich war die allgemeine Anordnung der Brunnenanlage für den zweiten Bauabschnitt, in dem der linksseitige Stropfpfeiler und Landpfeiler mit Fischpaß, außerdem das Wehrgrundwerk der beiden linksseitigen Wehröffnungen errichtet wurden (Abb. 7). Für diesen erwies sich wegen geringeren Wasserandranges der Einbau von sieben Brunnen als ausreichend. Für die Abfangung des Wasserzuflusses aus der landsseitigen Abriegelung der Baugrube, die durch eine einfache Spundwand durchgeführt wurde, waren einige kleine Filterbrunnen zusätzlich erforderlich.

Wie Abb. 6 u. 7 zeigen, war in beiden Bauabschnitten der Vorteil der Großfilterbrunnen — das völlige Freihalten des Bauwerks von Brunnen und Rohrleitungen — bis auf die kleine Zusatzwasserhaltung, die sich im Grundwerk des großen Mittelpfeilers und Schleusenpfeilers (s. Abb. 6) als notwendigerweise, voll gewahrt. — Der Einbau der Großfilterbrunnen vollzog sich wie folgt (Abb. 4):

Ein Bohrrohr von 1,75 m Durchmesser wurde unter gleichzeitigem Ausschachten des Bodens mittels Greifer oder Schlammbüchse (Abb. 8) auf Ordinate + 3,50 m über NN mit Hilfe eines starken Vierbocks abgesenkt. Im Schutze dieses Rohres wurde von Ordinate + 3,50 m über NN ab ein zweites Rohr von 1,50 m Durchm. bis auf Ordinate - 5 unter NN abgesenkt. In das zweite Rohr wurde ein drittes Rohr von 1,25 m Durchm., in dieses schließlich das eigentliche Filterrohr eingesetzt. Der Zwischenraum zwischen dem Baurrohr von 1,50 m Durchm. und dem Filterrohr wurde mit Rücksicht auf das sehr feinsandige Untergrundmaterial mit Filterkies verschiedener Korngröße 2 bis 4 mm und 7 bis 12 mm gefüllt. Das Rohr von 1,25 m diente lediglich zur getrennten Lagerung dieser Filterkiesgrößen. Bei dem Einbringen dieses Filtermaterials konnte auf Tressengewebe verzichtet werden. Das Filterrohr hatte vielmehr freie Filterlöcher von 2 bis 3 cm Länge und 4 mm Breite und gewährleistete dadurch eine große Ergiebigkeit und damit bei genügender Pumpenleistung eine große Absenkungsleistung jedes einzelnen Brunnens. Nach dem Einbringen des Filterkieses wurden die Rohre von 1,75, 1,50 und

1,25 m Durchm. gezogen (Abb. 9). Es verblieb nur das Filterrohr von 1 m Durchm. im Boden, das auf seiner Sohle ebenfalls noch mit Filterkiesmaterial von 80 cm Höhe versehen wurde. Die Länge und Lage des eigentlichen Filters in diesem Rohr richtete sich nach der Lage und Mäßigkeit der wasserführenden Bodenschichten. Die ersten Filterbrunnen dienten gleichzeitig

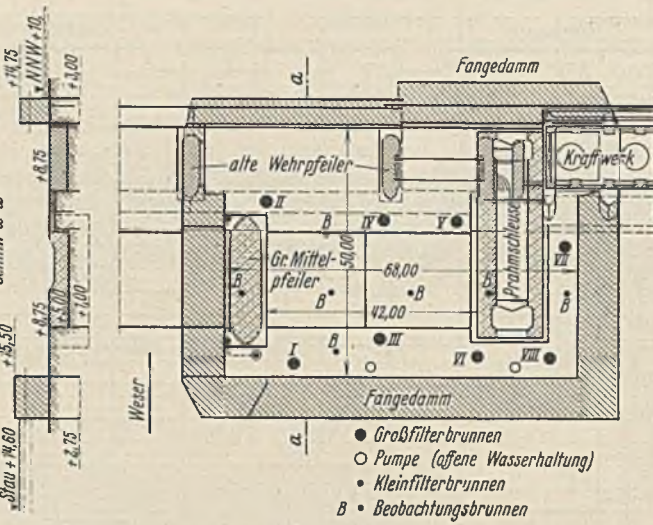


Abb. 6. Brunnenanlage im ersten Bauabschnitt.

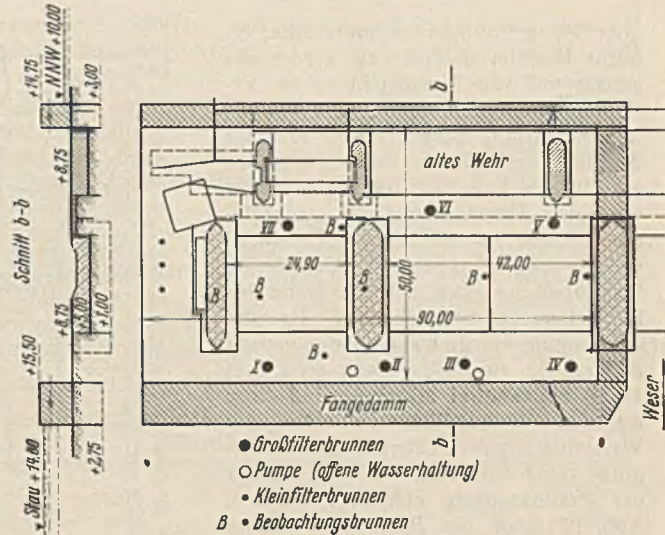


Abb. 7. Brunnenanlage im zweiten Bauabschnitt.

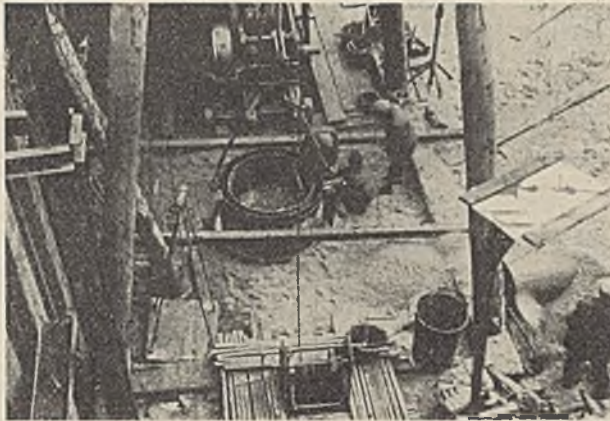


Abb. 9. Ziehen der Bauröhre.

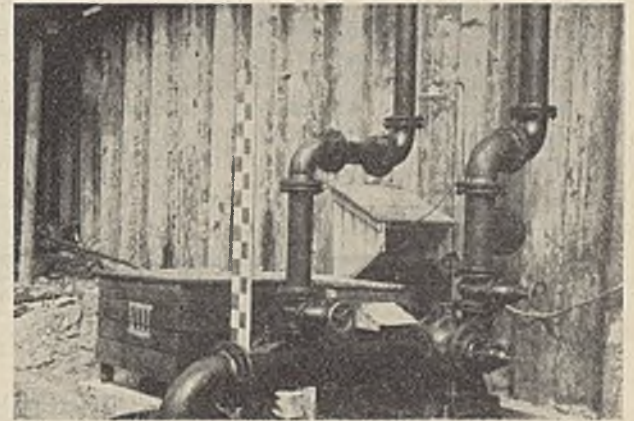


Abb. 11. Großbrunnen I in tiefer Pumpenlage.

als Brunnen zur Absenkung des Wasserstandes in offener Wasserhaltung. Sie waren daher auch in ihrem oberen Teil als Filterrohr ausgebildet. Die Pumpen standen zunächst etwa 2 m über Baugrubenvorsole, d. i. auf Ordinate + 10,75 über NN (Abb. 10). Das Filterrohr wurde, nachdem im weiteren Fortschritt der Wasserhaltung die Wasserstandshöhe von + 8,75 m



Abb. 8. Bohrung eines Großfilterbrunnens.



Abb. 10. Großbrunnen I in hoher Pumpenlage.

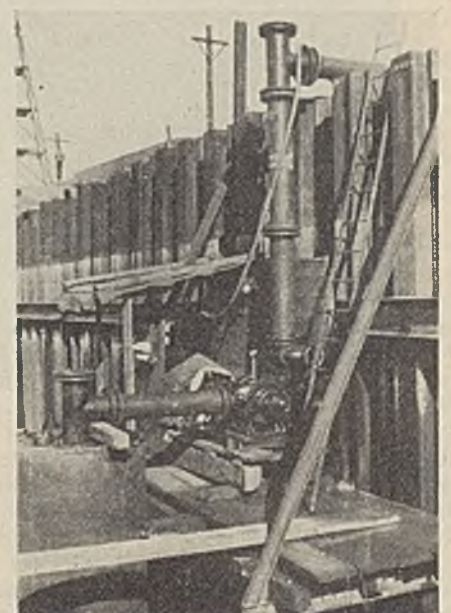


Abb. 12. Pumpenaggregat offener Wasserhaltung.

über NN, d. i. Grundwerksoberkante, erreicht war, im oberen Teil wieder abgebaut und die Pumpenanlage zur Erzielung weiterer Absenkungstiefe auf Baugrubensohle gesetzt. Abb. 11 zeigt das fertig eingebaute Pumpenaggregat, ein Bild, wie es mit geringen örtlich bedingten Abänderungen alle eingesetzten Brunnen zeigen. Für den Gefahrfall wurden zwei Pumpenaggregate offener Wasserhaltung etwa in halber Höhe des Fangedammes bereitgestellt. Da die Großbrunnenanlage während der ganzen Bauzeit (in zwei Baugruben etwa drei Jahre) einwandfrei arbeitete, sind diese Aggregate nur bei Wiedereinrichtung der Wasserhaltung nach Überflutung der Baugrube durch Hochwasser und bei Ausbau der Brunnenanlage eingesetzt worden. Abb. 12 zeigt ein Bild einer dieser Pumpenanlagen.

b) Betrieb und Wirkung.

Für den Betrieb der Wasserhaltung sind im ersten Bauabschnitt von den eingebauten acht Großfilterbrunnen sechs mit je zwei Pumpen von 150 und 200 mm Durchm., zwei mit je einer Pumpe von 250 mm Durchm. ausgerüstet worden. Es liefen also bei Vollbetrieb insgesamt 14 Pumpen. Im zweiten Bauabschnitt waren elf Pumpen ausreichend, so daß von den vorhandenen sieben Großfilterbrunnen nur vier mit je zwei, drei mit je einer Pumpe ausgerüstet waren. Die Pumpen waren Kreiselpumpen, die durch einen auf gleicher Welle laufenden Elektromotor getrieben wurden. Die Stromversorgung der Baustelle wurde durch das unmittelbar neben ihr liegende mit dem alten Wehr verbundene Kraftwerk bewirkt. Da dieses elektrisch mit dem Großkraftwerk Ahlem bei Hannover verbunden

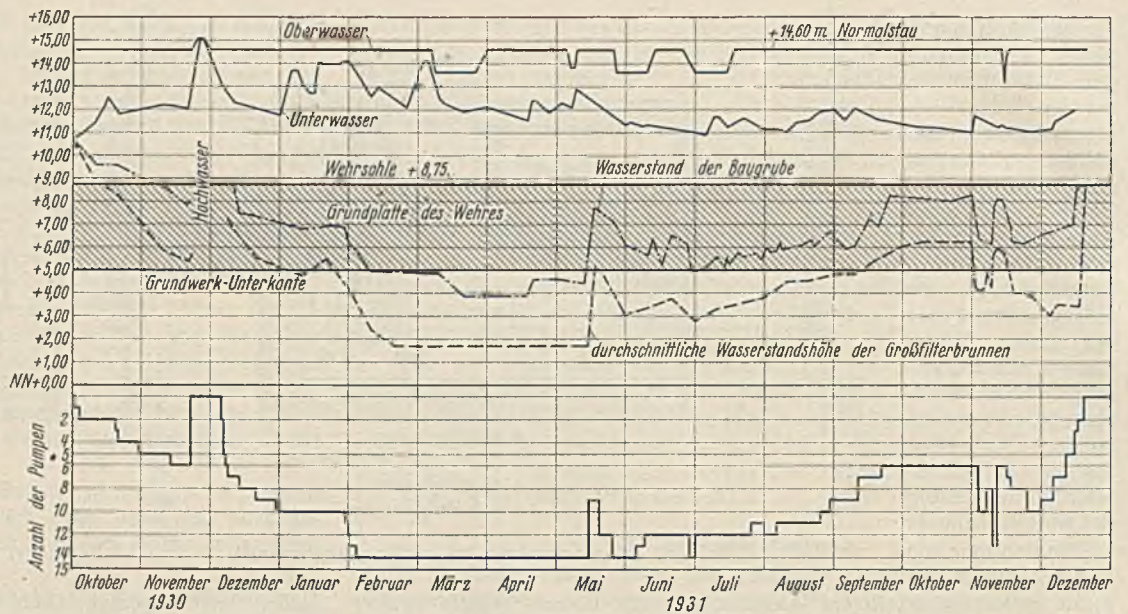


Abb. 13. Wasserhaltung des Bauabschnitts I vom 1. Oktober 1930 bis 23. Dezember 1931.

ein Stromkreis in Tätigkeit blieb. Mit der Auflösung der Wasserhaltung in 14 bzw. 11 Einzelpumpen war eine weitgehende Anpassung der Wasserhaltung an die jeweiligen Erfordernisse des Baues auch in wirtschaftlicher Hinsicht gegeben. Nur während der Betonierung und Erhärtung der Grundwerke war voller Betrieb aller Pumpen erforderlich. Während der übrigen Zeit konnte die Wasserhaltung weitgehend gedrosselt werden, wodurch ihre Betriebskosten herabgesetzt wurden. Wieweit eine Drosselung der Wasserhaltung durch Stilllegung der zweiten Pumpen in den Brunnen auf die Wasserstände in den Brunnen und damit in der Baugrube sich auswirkte, wurde durch einen zwölfstägigen Probebetrieb festgestellt.

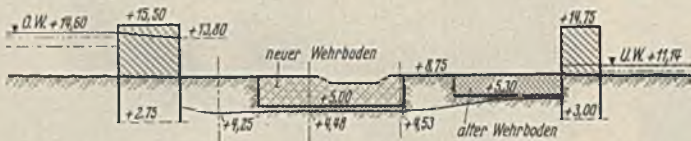


Abb. 14. Schnitt durch die Beobachtungsbrunnen der Baugrube.

war, war eine Gewähr der Stromzuführung auch bei Ausfall des Kraftwerks nach kurzer Umschaltpause gewährleistet. Auf eine zusätzliche Energiequelle wurde daher verzichtet. Der veranschlagte Strombedarf der Baustelle betrug 900 kVA. Diese wurden durch zwei Transformatorengruppen bereit gestellt, von denen die eine in Stärke von 600 kVA die Spannung von 15 000 V, die andere in Stärke von 300 kVA die Spannung von 2000 V des Kraftwerks auf die Betriebsspannung von 380 bzw. 220 V umformte.

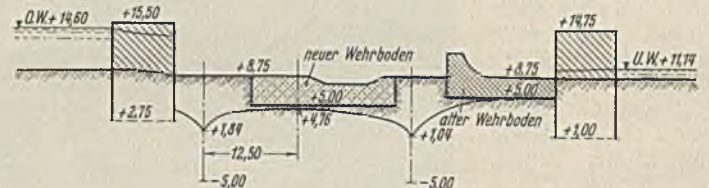


Abb. 16. Schnitt durch 2 Großfilterbrunnen.

Abb. 13 gibt ein Bild des Zusammenhangs des Einsatzes der Pumpen und der erreichten Wasserstände in den Brunnen und in der Baugrube während des ersten Bauabschnittes, ergänzt noch durch die Wasserstände im Ober- und Unterwasser der Weser außerhalb der Baugrube. Die Kurven zeigen deutlich die Abhängigkeit der eingesetzten Pumpenzahl von der zu erreichenden Tiefe, aber auch von der Höhe des Überdrucks aus den Weserwasserständen. Beispielsweise wurde der tiefste Stand in der Baugrube des ersten Bauabschnittes in den Monaten der Grundwerksbetonierung März/April 1931 erreicht unter Einsatz sämtlicher Pumpen und gleichzeitig vorübergehender Absenkung des Oberwasserstaus um rd. 1,10 m. Diese Ergebnisse zeigen, daß die eingebaute Wasserhaltung in ihrem Umfange genau den Erfordernissen des Baues angepaßt war. Abb. 14 gibt in einem Schnitt durch die Beobachtungsbrunnen der Baugrube ein Bild des erreichten Ziels, d. i. eine völlig trockene Baugrube bis Unterkante des Grundwerks (Abb. 15). Abb. 16 zeigt einen Schnitt durch zwei Brunnen, in denen die stell verlaufenden Absenkungskurven (auf einen Abstand von z. B. 12,50 m ein Wasserstandsunterschied in Baugrube und Brunnen von 4,76 — 1,84 = 2,92 m) erkennbar sind.

Bei der außerordentlich großen Zuverlässigkeit im Betriebe konnte vom Einbau teurer Reservebrunnen und Pumpen abgesehen werden. Die letzte Sicherheit in der Erreichung und Erhaltung einer trockenen Grundwerksohle lag in der Möglichkeit, die Wirkung der eingebauten Anlage durch vorübergehende Absenkung des Oberwasserstandes wirksamer zu gestalten. Hiervon brauchte jedoch, da der Betrieb störungsfrei verlief, nur in einem Falle Gebrauch gemacht werden, als es sich darum handelte, die statischen Verhältnisse im ungünstigsten Bauzustande für den Fangedamm günstiger zu gestalten. Auch die Gefahr, die während der Bauzeit zweimal durch Blitzschlag in die Kraftwerkzentrale und Unterbrechung der Stromzufuhr gegeben war, wurde ohne wesentliche Störungen überwunden, da im Anschluß von drei Pumpen an das Betriebskabel des alten Wehres eine gewisse Sicherheit gegeben war. Immerhin stieg das Wasser innerhalb einer Stunde auf 15 cm an die Motoren der Pumpen heran. Doch reichte die eingetretene halb- und einstündige Störung in der Wasserhaltung trotz des durchlässigen Untergrundes nicht aus, um die Baugrube durch Außerbetriebsetzen der Pumpenmotoren zum Volllaufen zu bringen.



Abb. 15. Trockene Baugrubensohle.

Die 220-V-Leitung versorgte in erster Linie die Beleuchtung und Baumaschinen, die 380-V-Leitung die Pumpenanlagen. Da die 220-V-Leitung auch auf die Pumpen umgeschaltet werden konnte, war eine weitere Sicherung bei Ausfall einer Kraftquelle gegeben.

Eine hochwasserfrei auf einem Pfeiler des alten Wehres errichtete elektrische Zentrale, die mit selbsttätig wirkenden optischen und akustischen Signalen für Störungsfälle zweckmäßig ausgerüstet war, war zur Kontrolle des gesamten Pumpenbetriebes eingebaut. Die Pumpen waren an zwei getrennten Stromkreisen angeschlossen, so daß bei Störungen immer noch

Die Pumpleistungen waren bei dem starken Wasserandrang außerordentlich. Bei vollem Betrieb aller eingesetzten Pumpen und einer praktischen Durchschnittsleistung von 35 l/sek für eine 150-mm-Pumpe, 50 l/sek für eine 200-mm-Pumpe und 80 l/sek für eine 250-mm-Pumpe sind Gesamtleistungen von rd. 840 l/sek erzielt worden. Das entspricht einer täglichen Förderleistung von rd. 73 000 m³, einer Leistung, die der Versorgung einer Großstadt von rd. 360 000 Einwohnern gleichkommt.

In gleich zuverlässiger Weise gestaltete sich der Betrieb der Wasserhaltung während des zweiten Abschnitts, in dem die Wehrsohle der beiden linksseitigen Wehröffnungen, der linksseitige Strompfeiler und Landpfeiler errichtet wurden. Ein Bild der beobachteten Wasserstände zeigt Abb. 17.

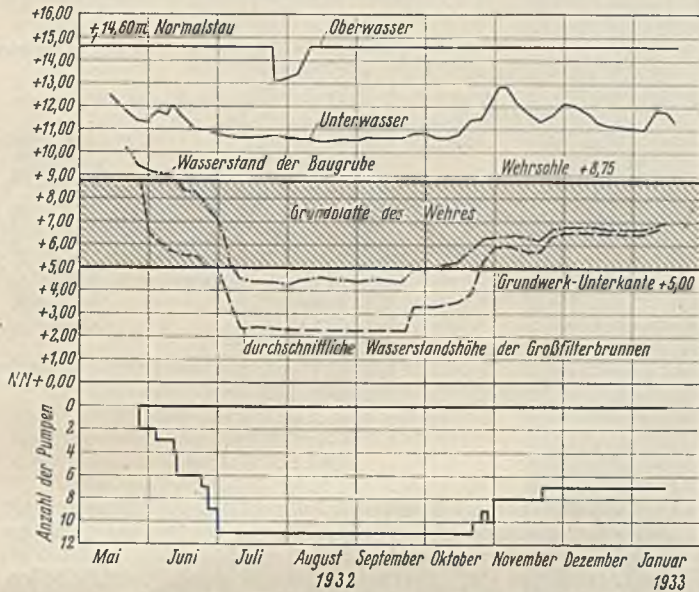


Abb. 17. Wasserhaltung des Bauabschnitts II vom 13. Mai 1932 bis 15. Januar 1933.

Auch hier zeigt sich die Abhängigkeit der erreichten Absenkungstiefen von der Anzahl der eingesetzten Pumpen und der herrschenden Ober- und Unterwasserstände.

Wegen Hochwassers mußten die Baugruben während der ganzen dreijährigen Bauzeit dreimal unter Wasser gesetzt werden. Hierzu wurde in einem Falle wegen der Gefahr vorzeitiger Überströmung der Fangedämme eine besonders eingebaute Heberanlage in Tätigkeit gesetzt. In den anderen Fällen wurde die Füllung durch langsames Drosseln und Außerbetriebsetzen der einzelnen Pumpen, die dann nacheinander ausgebaut wurden, erreicht. Die Brunnen wurden vorher mit dichtschließenden Holzdeckeln versehen, um ein Verschlammen zu verhindern.

c) Ausbau der Großbrunnen.

Der Ausbau der Wasserhaltung nach Fertigstellung aller Arbeiten in der Baugrube vollzog sich wie folgt:

Nach dem Außerbetriebsetzen der einzelnen Brunnen und Abbau der Saug- und Druckrohrleitungen und der Pumpen wurde Brunnen nach Brunnen unter Zuhilfenahme eines Vierbocks mit zwei Bauwinden und zwei Flaschenzügen (Abb. 18) gezogen. Dazu wurden zwei dicke Eisenbügel an den oberen Brunnenrand geschweißt und verbolzt — eine Verbolzung allein hatte sich als zu schwach erwiesen. — Die Zugkraft der Flaschenzüge wurde durch dicke Eisenstangen auf zwei C-Eisen und von diesen auf die Bügel übertragen. Das Ziehen geschah in einzelnen Abschnitten von 1 bis 2 m, in denen auch der Hohlraum auf der Sohle des Brunnens ausgefüllt wurde. Der Ausbau eines Brunnens erforderte etwa 24 Stunden Arbeitszeit. Auf diese Weise konnten von den im ersten Bauabschnitt vorhandenen acht Großbrunnen sieben ausgebaut werden, indem die beiden Pumpen des achten Brunnens im Verein mit den auf halbe Fangedammhöhe



Abb. 18. Ziehen der Großbrunnen.

eingebauten beiden Pumpen der offenen Wasserhaltung ausreichen, um den Wasserspiegel auf Baugrubensohle + 8,75 über NN zu halten. Für den Ausbau des letzten Brunnens war der Einbau von zwei weiteren Pumpen von 250 mm auf dem Fangedamm erforderlich. Der Brunnen konnte in einem Falle nicht mehr gezogen werden. Er wurde als verloren aufgegeben und mit Beton verfüllt. Auch die übrigen Brunnenlöcher erhielten im oberen Teil einen Betonpfropfen von etwa 2 m Dicke.

3. Kosten der Wasserhaltung.

Bei den außerordentlich ungünstig gelagerten Verhältnissen, die die Durchführung des Baues bei voller Stauhaltung in einem stark durchlässigen Untergrunde und bei undichter Flußsohle erforderten, mußten naturgemäß die Kosten der Wasserhaltung von den Gesamtkosten des Baues einen wesentlichen Teil ausmachen. Die Kosten sowie die sie beeinflussenden Einheitspreise sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt.

Zusammenstellung der Einheits- und Gesamtkosten für die Wasserhaltung.

Lfd. Nr.	Inhalt	Einheitssatz RM	Anzahl	Kosten RM
1	Ein- und Ausbau von Pumpen für offene Wasserhaltung .	für 1 Pumpe 950 RM	Stück 22	20 900
2	Ein- und Ausbau von Großfilterbrunnen einschließlich der Pumpen	für 1 Stück 9100 RM	Stück 15	136 500
3	Betrieb der offenen Wasserhaltung ausschließl. Stromkosten	für 1 Pumpenbetriebstag 42 RM	Pumpenbetriebstage 1520	63 840
4	Betrieb der Großfilterbrunnen einschließl. Vorhaltung der eingebauten Pumpen . .	für 1 Pumpenbetriebstag 57 RM	Pumpenbetriebstage 7083	403 731
5	Stromkosten	für 1 kWh 6 Pfg.	kWh 3 523 333	211 400
6	Zusätzliche Kosten für Kleinfilterbrunnen	für 1 Stück 342 RM	Stück 59	20 178
7	Für Vorhaltung von Reservepumpen	—	—	30 000
8	Für Dränung, Heberanlage und Sonstiges	—	—	14 000
Summe Ein- und Ausbau und Vorhaltung, Nr. 1, 2, 7 und 8				201 600
Summe für Betrieb, Nr. 3, 4, 5 und 6				699 149
Gesamtsumme rd.				901 000

Die Gesamtkosten der Wasserhaltung haben damit bei einem Kostenaufwande für das ganze Wehr von 4 850 000 RM rd. 18,5 % der Bau- summe betragen. Die täglichen Kosten im Durchschnitt der Tage des Betriebs der Wasserhaltung sind bei rd. 700 Betriebstagen (1. Oktober 1930 bis 23. Dezember 1931 und 13. Mai 1932 bis 15. Januar 1933)

$$\frac{901\,000}{700} = 1290 \text{ RM}$$

gewesen. Für den Stromverbrauch mußten bei einem Einheitssatz von rd. 6 Pfg./kWh während des Betriebes täglich durchschnittlich

$$\frac{211\,400}{700} = 302 \text{ RM}$$

aufgewendet werden. Bei einer für eine Pumpe sekundlich geförderten Wassermenge von durchschnittlich 60 l und bei rd. 8700 Pumpenbetriebs- tagen ergeben sich die Kosten für die Forderung für 1 m³ geförderten Wassers zu

$$\frac{901\,000}{0,060 \cdot 8700 \cdot 24 \cdot 60} = 0,02 \text{ RM, das sind 2 Pf.}$$

Schlußbetrachtung.

Nach dem Verlauf der Bauarbeiten beurteilt, war die Wahl des Systems der Großfilterbrunnen ein voller Erfolg. Es ist gelungen, den Bau trotz schwieriger Verhältnisse in vollkommen trockener Baugrube bis Grund- werksunterkante zu errichten und damit die Gewähr zu schaffen, daß der Beton ohne Schwierigkeiten mit allen Anforderungen, die an ihn für wichtige Wasserbauten besonders hinsichtlich Dichtigkeit gestellt werden müssen, eingebracht werden konnte. Dazu hat das System der Groß- filterbrunnen, die, außerhalb der Grundwerksbaugrube errichtet, ohne Be- hinderung die Betonierung großer Betonblöcke ermöglichten, wesentlich beigetragen. Für die Zukunft wird man allerdings die mit dem Motor auf gleicher Welle gekuppelten Zentrifugalpumpen durch Unterwasser- pumpen ersetzen, die den Vorteil haben, daß sie bei vorübergehendem Aufgeben der Wasserhaltung nicht ausgebaut zu werden brauchen.

Die Wasserhaltungsarbeiten waren der bauausführenden Firma für die Betonarbeiten Habermann & Guckes Liebold AG, Berlin, mit übertragen. Diese hatte die Wasserhaltung, soweit sie durch Großfilterbrunnen aus- geführt wurde, an die Firma Joh. Keller, Frankfurt (Main), weiterzugeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein beachtenswerter Fortschritt im Eisenbetonbau.

Mit der fortschreitenden Verbesserung des Werkstoffes Stahl folgten auch die Versuche, durch Bewehrung mit hochwertigem Stahl die Tragfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen zu erhöhen. Diese Neuerung hatte jedoch keine befriedigenden Ergebnisse, da der Beton in dem auf Zug beanspruchten Querschnitt den größeren Dehnungen des Stahls mit hoher Streckgrenze nicht mehr zu folgen vermochte und infolgedessen starke Rissebildungen auftraten. Man versuchte dieser unangenehmen Erscheinung dadurch zu begegnen, daß man der Bewehrung vor dem Einbringen des Betons in die Schalung eine Vorspannung auflegte, durch die im erhärteten Beton Risse verhindernde, den Schwindspannungen entgegengesetzte Spannungen hervorgerufen werden sollten. Da aber die angewandte Vorspannung von 10 bis 12 kg/mm² kaum hinreichte, um die Schwind- und Kriechwirkung auszugleichen, schlugen die ersten Versuche zur Ausnutzung der hohen Streckgrenze des Stahls fehl.

Einen bedeutenden Fortschritt in der Erhöhung der Tragfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen durch Anwendung hochwertigen Baustahls stellt das Verfahren von Freyssinet dar, über das dieser in seiner im Jahre 1936 erschienenen Abhandlung: „Une révolution dans les techniques du béton“¹⁾ berichtet. Das Verfahren gründet sich im wesentlichen auf die Anwendung von Beton mit sehr hoher Druckfestigkeit und einer Bewehrung mit sehr hoher Vorspannung. Durch den dichten Beton werden die Formänderung und der durch sie bedingte Spannungsabfall stark herabgemindert. Die Vorspannungen der Stahleinlagen werden so hoch gehalten, daß sich Dauervorspannungen von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der Streckgrenze ergeben, wodurch in den sonst auf Zug beanspruchten Querschnittsteilen auch nach Aufbringen der Belastung Druckspannung vorhanden ist und damit eine Gefahr der Rissebildung nicht mehr besteht. Weiter ist der statische Vorteil der erhöhten Druckfläche und deren Auswirkung auf die an sich schon größere Tragfähigkeit solcher Bauteile offensichtlich. Durch Versuche an zwei Masten wurde ferner eine weit größere Widerstandsfähigkeit des Versuchsstücks mit vorgespannter Bewehrung gegen Wechselbeanspruchung gegenüber dem Mast mit üblicher Bewehrung festgestellt.

Der Entwicklung seines Verfahrens zur Herstellung von Beton mit Druckfestigkeiten, die mit 1000 kg/cm² denen der besten Natursteine nahe kommen, schickt Freyssinet eingehende theoretische Untersuchungen über den physikalischen Aufbau des Betons voraus sowie über die inneren Vorgänge beim Schwinden und Quellen, die er auf Änderung der kapillaren Spannungszustände in den Hohlräumen des Betonskeletts zurückführt. Als erste Maßnahme zur Erhöhung der Druckfestigkeit ergibt sich eine Verringerung der Hohlräume des Skeletts auf ein Mindestmaß durch kräftiges Rütteln des in die Schalung eingebrachten Betons und damit eine durch die Umlagerung der Zuschlagstoffe bedingte erhöhte Anziehungskraft der einzelnen Bestandteile; dieses geordnete System wird dann unter einem Druck von 100 at und mehr gesetzt und dadurch der zum Abbindevorgang nicht erforderliche Teil des Wassers herausgepreßt. Als dritte Maßnahme folgt zu einer besonders bei abschnittweisem Betonieren gewünschten Beschleunigung der Erhärtung eine ausgiebige Beheizung des Betons bis zu 100°. Durch diese rein mechanische Behandlung ist es gelungen, mit gutem Portlandzement einen Beton herzustellen, der nach $1\frac{1}{2}$ Stunden so weit erhärtete, daß eine sichere Aufnahme der erheblichen Vorspannung gewährleistet war.

Da zur Bewehrung des Betons nur Drähte mit zwar genügend hoher Bruchfestigkeit, aber niedriger Streckgrenze zur Verfügung standen, konstruierte Freyssinet eine einfache Vorrichtung, mittels deren er die Streckgrenze durch Recken beträchtlich heraufsetzen konnte.

Freyssinet zeigt dann in seiner Abhandlung die praktische Ausführung des Verfahrens an der Herstellung von Hilfsgründungspfählen für das Gebäude des Hafenhofes Le Havre, das sich infolge schlechten Untergrundes rasch setzte; die Pfähle mußten also unter dem bestehenden Gebäude bei stark beengten Raumverhältnissen stückweise hergestellt und sofort abgesenkt werden. Ihr Hohlquerschnitt hat 0,6 m Außen- und 0,37 m Innendurchmesser (Abb. 1) und ist mit acht umschnürten Längsseisen, Durchm. 8 mm, bewehrt. Die Außenschalung wird von fünf bis acht zylindrischen Blechringen mit 0,40 m Höhe gebildet; jeder Ring wieder besteht aus zwei Hälften, die durch Schraubenzwingen zusammengehalten sind; durch Lösen dieser Zwingen kann die Schalung nach Fertigstellung eines Pfahlabschnitts leicht gelockert und nach oben verschoben werden. Die innere Schalung aus einem Blechzylinder ist von einer Gummihaut umgeben und schließt an ihrem unteren, engeren Ende zur Abdichtung mit einer taschenartigen zweiten Gummihülle an den bereits fertiggestellten Pfahlteil an. Durch Einpressen von Druckwasser zwischen Rohr und Gummihülle während der Herstellung des Pfahles erhält dieser einen größeren Innendurchmesser als der Schalungskern, so daß nach der Fertigstellung eines Abschnitts der Kern nach Ablassen des Druckwassers leicht verschoben werden kann. An dem oberen Ende ist die Schalung durch einen Deckel abgeschlossen, der neben vier Einfüllöffnungen für Beton acht Löcher mit Festklemmvorrichtung für die Durchführung der Bewehrungseisen besitzt; das Ganze ist schließlich von einer Isolierschicht umhüllt. Der in die Schalung eingebrachte Beton, dessen Zementgehalt 450 kg/m³ beträgt, wird mit elektrisch angetriebenen Maschinen heftig gerüttelt, und gleichzeitig wird durch die Einfüllöffnung Beton unter hohem Druck eingepreßt, so daß ein großer Teil des überschüssigen Wassers durch die Fugen der Außenschalung entweicht. Nach dem Schließen der Einfüllöffnungen und dem Einstellen des Rüttelns wird zwischen Kern und Hülle Wasser unter 20 at eingepreßt. Der nach dem Rütteln wie eine Flüssigkeit wirkende Beton hebt unter dem Druck die obere Abschlußplatte der Schalung und ruft damit in den festgeklemmten

Bewehrungsdrähten die gewünschte Vorspannung hervor; gleichzeitig tritt weiter durch die Außenschalung Wasser aus. Dieser Druck wird ungefähr 20 min lang gehalten. Infolge einer Erwärmung des Betons durch Einleitung von Dampf von rd. 100° zwischen Schalung und Isolierung erhärtet sodann der Beton so schnell, daß der Pfahl, der die ungewöhnlich hohe Belastung von 300 t Druck zusammen mit 50 tm Biegung aufzunehmen hat, bereits nach acht Stunden abgesenkt werden kann.

Bei der Herstellung der Verbindungsbalken, die zwischen die alten Fundamente gespannt wurden und den Großteil der Auflagerkraft von diesen auf die

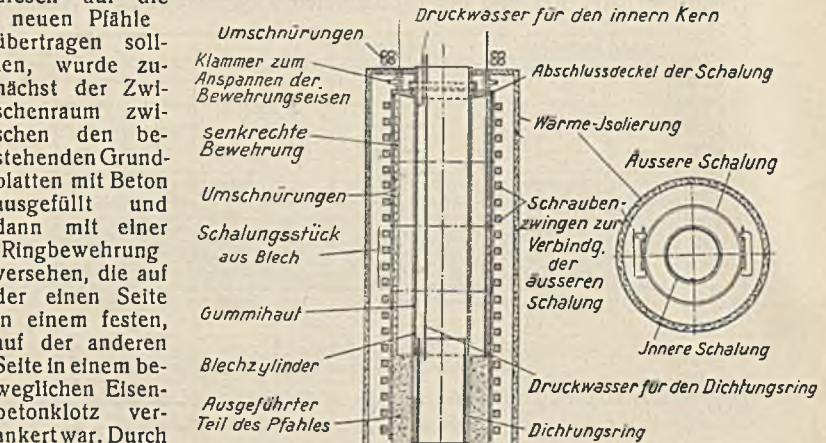


Abb. 1.

neuen Pfähle übertragen sollten, wurde zunächst der Zwischenraum zwischen den bestehenden Grundplatten mit Beton ausgefüllt und dann mit einer Ringbewehrung versehen, die auf der einen Seite in einem festen, auf der anderen Seite in einem beweglichen Eisenbetonklotz verankert war. Durch Einschalten von Pressen in die Fuge zwischen dem Balken und dem beweglichen Teil wurden die Bewehrungseisen auf eine Spannung von 50 bis 60 kg/mm² gebracht und die Pressen nach dem Verkeilen der Fuge wieder entfernt; dadurch wurden widerstandsfähige, zur Aufnahme der hohen Pfahlbelastung geeignete Bauglieder geschaffen.

Als weiteres Anwendungsbeispiel seines Verfahrens bringt Freyssinet einen Eisenbetonbalken mit I-Querschnitt. Die Herstellung dieses 20 m langen Trägers, von dem Dr.-Ing. K. Lenk a. a. O.²⁾ eine ausführliche Beschreibung bringt, diente als Versuchsmodell für einen Deckenträger in dreifach größerer Ausführung durch die deutsche Firma Wayss & Freytag AG, Frankfurt a. M. Hierbei wurden sowohl Längsbewehrung als auch die Bügel unter Vorspannung gesetzt. Bei der Herstellung des Betons fand auch hier das Rütteln, Verdichten und Erwärmen weitgehend Anwendung. Wie bei den oben beschriebenen Pfählen wurde die Herstellung abschnittsweise durchgeführt, wobei der neue Teil jeweils ohne weiteres stumpf gegen den bereits hergestellten Teil gestoßen werden konnte, da ja in dem Betonquerschnitt nur Druckkräfte zu übertragen

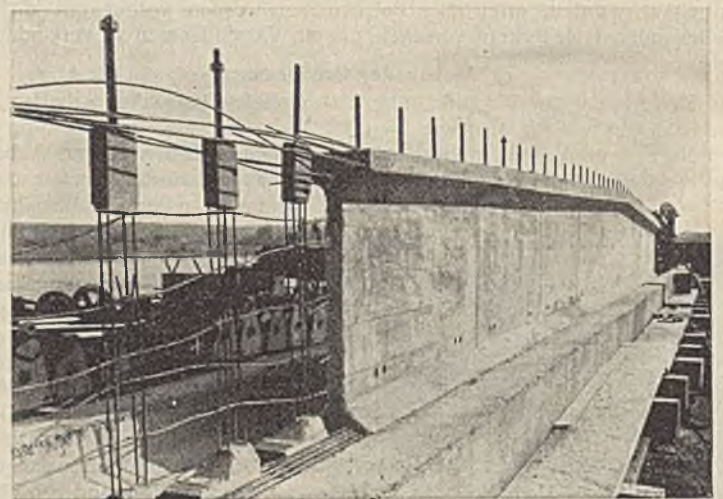


Abb. 2.

waren. Der Träger, der in Abb. 2 nach Fertigstellung eines Abschnitts dargestellt ist, wurde von Prof. Mautner, Aachen, und von Prof. Mörsch, Stuttgart, eingehenden Prüfungen unterzogen. Hierbei zeigt er das Verhalten eines völlig elastischen Körpers und wies auch bei oft wechselnder Belastung keinerlei Ermüdungerscheinungen auf. Nach Freyssinets Darstellung wird es in Zukunft möglich sein, Eisenbetonbalken mit 100 m Stützweite, für die die Ausführungseinzelheiten schon genau festliegen, zu niedrigen Preisen und ohne Schwierigkeiten auszuführen.

Die nach dem Verfahren von Freyssinet hergestellten Bauteile übertreffen an Tragfähigkeit die nach den bisher üblichen Regeln ausgeführten Eisenbetonkonstruktionen bei weitem, so daß wohl mit Recht von einer Revolution im Eisenbetonbau gesprochen werden kann. Man darf aber gespannt sein, wenn Freyssinet sein Büchlein mit der Ankündigung noch weit wichtigerer Ausführungen als der behandelten schließt.

R. Kuhn, München.

1) Mémoires de la société des Ingénieurs civils de France, Paris 1936.

2) B. u. E. 1937, Heft 10, S. 161.

Alle Rechte vorbehalten.

Friedrich Bohny 70 Jahre alt.

Am 30. Dezember d. J. vollendet der bekannte Brückenbaufachmann Baurat Dr.-Ing. e. h. r. Friedrich Bohny sein 70. Lebensjahr.

Er wurde in Steinen in Baden geboren, studierte an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich und trat nach bestandener Abschlußprüfung als junger Ingenieur in das Brückenkonstruktionsbüro der Maschinenbau-Aktiengesellschaft (vorm. Klett & Co.) in Nürnberg ein, aus deren Brückenkonstruktionswerkstätten in Gustavsburg später das Werk Gustavsburg der MAN hervorging. Er arbeitete sich hier schnell empor und hatte hervorragenden Anteil an den Entwürfen für große Brücken, unter anderen für die Münstener Brücke, für die Hafenbrücke in Sidney, die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg und die große Straßendrehbrücke bei Rendsburg.

1907 trat Bohny in den Dienst der Gutehoffnungshütte und wurde hier Chef der Brückenbauabteilung. In dieser Stellung hat er außerordentlich erfolgreich gewirkt. Unter seiner Leitung sind bedeutende Brücken gebaut worden, von denen nur die Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Rudesheim und Engers, die Hohenzollernbrücke in Köln, die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel und die Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls genannt sein sollen.

Auch im Auslande und im Weltkriege auf den Kriegsschauplätzen hat Bohny bedeutende Bauwerke geschaffen.

Alles, was durch seine Hand ging, hatte eine Note des Besonderen und des Schöpferischen.

Auf dem Gebiete der hochwertigen Baustähle hat Bohny manche Anregung gegeben.

Im „Ausschuß für Versuche im Stahlbau“ war Bohny ein eifriger Mitarbeiter. Trotz seiner überaus starken dienstlichen Inanspruchnahme ist er fast nie den Sitzungen des Ausschusses ferngeblieben.

Er entfaltete auch eine umfangreiche schriftstellerische Tätigkeit. Schon seine Doktorarbeit über die Theorie und Konstruktion verstellter Hängebrücken fand in den Fachkreisen Anerkennung und Beachtung. Die führenden Fachzeitschriften legten auf seine Mitarbeit den allergrößten

Wert. Erst vor wenigen Wochen erschien in der Bautechn., Heft 53, ein sehr beachtenswerter Aufsatz „Hängebrücken über mehrere Öffnungen“ aus der Feder von Friedrich Bohny. Dem Schlußsatze dieser Abhandlung: „Nicht zu befürworten sind die Systeme der in sich verankerten Hängebrücken, die als reine Auslegerbrücken wirken und die sowohl in ästhetischer wie in wirtschaftlicher Hinsicht der in Widerlagern verankerten Hängebrücke weit unterlegen sind“, kann man nur voll und ganz zustimmen. Es wird Bohny freuen, zu hören, daß die Reichsautobahnbrücke über den Rhein südlich von Köln und die Hochbrücke in Hamburg Hängebrücken mit Verankerung in den Widerlagern sein werden.

Seit 1920 war er Vorstandsmitglied der Gutehoffnungshütte. Die Akademie des Bauwesens ernannte ihn zu ihrem Mitgliede. Die Technische Hochschule Darmstadt verlieh ihm die Würde des Dr.-Ing. e. h. r.

Im Jahre 1932 trat Bohny nach einem ungewöhnlich arbeitsreichen und von großen Erfolgen gekrönten Berufsleben in den Ruhestand. Er lebt seitdem in seinem schönen Landhause hoch über den Ufern des Bodensees bei Lindau. Wer das Glück gehabt hat, ihn dort in seinem Arbeitszimmer, umgeben von seinen vielen Büchern, zu sehen und mit ihm über die Arbeit und das Leben zu sprechen, der weiß, daß sein Wohnsitz hoch über dem See ihm zum Symbol seines Lebens geworden ist. Von hoher Warte des Lebens überschaut er als großer Ingenieur und als Philosoph in abgeklärter Ruhe Vergangenheit und Gegenwart. Er hat das große Glück, daß ihm seine Frau, die durch ihre Fröhlichkeit und ihre Gastlichkeit überall hochgeschätzt ist, als treueste Gefährtin zur Seite steht und daß sein ältester Sohn sein Nachfolger bei der Gutehoffnungshütte geworden ist.

Wir wünschen dem 70jährigen Friedrich Bohny, daß er sich noch lange seines Glückes erfreuen möge und daß ihm eine Gesundheit beschieden sei, die es ihm ermöglicht, an den fachwissenschaftlichen Sitzungen des Deutschen Stahlbaues teilzunehmen und die noch ungelösten Probleme des Stahlbaues auf Grund seiner großen Erfahrungen und seines klaren Urteils mit seinem Räte zu fördern. Schaper.



Vermischtes.

Die Berliner Häfen und ihre künftige Entwicklung. Über diesen Gegenstand sprach auf der Märkischen Binnenschiffahrtstagung 1937 Oberbaurat Strangmann (Berlin). Er ging dabei von der geschichtlichen Entwicklung des Berliner Güterverkehrs und der Berliner Häfen aus. Hierbei sind scharf zwei Perioden zu unterscheiden, und zwar die Jahrhundert umfassende Zeitspanne bis 1875, wo der Staat als Träger der Hafenvirtschaft waltete, und die Zeit von 1876 ab, wo auf Grund vertraglicher Vereinbarung mit dem Fiskus die Stadt ihre eigene Hafenpolitik begann. Als Ergebnis dieser Politik ist festzustellen: die Errichtung einer statlichen, über das ganze Stadtgebiet verteilten Reihe von Ladestraßen und Häfen in einem Gesamtumfang von 111 ha, mit einer Kallänge von 20 km und einem Gesamtwerte von rd. 80 Mill. RM. Der Betrieb geschieht durch die Berliner Hafen- und Lagerhaus-Betriebe („Behala“), die heute ganz in städtischem Besitz sind.

Diese Betriebe haben nun nicht etwa eine Monopolstellung im gesamten Berliner Wasserstraßenverkehr, sondern sie bewältigen nur etwa 25 bis 30% des Schiffsverkehrs. Der weitaus überwiegende Teil des Gütervolumens entfällt auf die zahlreichen privaten Speicher, Ladeplätze und Industrieanlagen, auf die städtischen Werke und auf die Häfen der Teltowkanal AG. Als Standort einer umfangreichen weiterverarbeitenden Industrie mit großem Rohstoffbedarf und als Wohnort einer 4-Millionen-Bevölkerung mit ihrem großen Bedarf an Baustoffen, Brennstoffen und Nahrungsmitteln ist Berlin ein ausgesprochener Versorgungshafen. Der Binnenhafen Berlin hat daher einen grundsätzlich anderen Charakter als z. B. die großen Häfen Duisburg-Ruhrort oder Mannheim, deren Umschlag viel weniger dem eigenen Bedarf als dem des Hinterlandes dient. Das Verhältnis des Versandes zum Empfang ist daher in Berlin besonders ungünstig, was sich für Hafen und Schifffahrt naturgemäß unwirtschaftlich auswirkt.

Bezüglich der Zukunft der Berliner Häfen ist anzunehmen, daß vermutlich der Wasserverkehr hauptsächlich schon infolge der wasserverkehrsgeographisch günstigen Lage Berlins zu den Seehäfen Hamburg und Stettin, ferner infolge der örtlichen Gebundenheit des weitaus größten Teils der den Berliner Markt versorgenden Bauindustrie an die am schiff-

baren Wasser liegende Rohstoffbasis und schließlich infolge des künftig verbesserten bzw. ganz neu geschaffenen Wasseranschlusses an das ober-schlesische und das rheinisch-westfälische Kohlen- und Industriegebiet auch in Zukunft seinen vor dem Kriege innegehabten Anteil an dem gesamten Berliner Verkehrsaufkommen behaupten wird. Dieser Anteil betrug mit geringen Schwankungen zwischen 2 und 3 t je Kopf der Bevölkerung und wird unter Berücksichtigung des Mittellandkanals noch um schätzungsweise 10 bis 15% wachsen.

Wesentlich größer als die Verkehrsmenge wird verhältnismäßig der Zuwachs an Transportleistung der von Ruhr und Rhein auf dem Hafen Berlin fahrenden Schiffe ausmachen, und dementsprechend dürfte sich auch die Frachtersparnis auswirken, die der Berliner Wirtschaft zugute kommt. Voraussetzung ist allerdings, daß die vom Reichsverkehrsminister verfolgte Tarifpolitik eine entsprechende Verkehrsverlagerung, besonders von Kohle und Eisen auf den Mittellandkanal, fort vom Bahnweg bzw. vom kombinierten Wege über die Seehäfen Hamburg und Stettin zuläßt. Aber auch bei günstigster Annahme der künftigen Verkehrsentwicklung werden die noch lange nicht an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angelangten städtischen Häfen allen billigen Ansprüchen genügen.

Der Eimerkettenbagger der Grube „Greifenhain“ in der Lausitz. Die Zahl der in den deutschen Braunkohlengruben arbeitenden großen Baggereinheiten zur Beseitigung von Abraumdecken ist in ständigem Steigen begriffen, da sich die großen Baggereinheiten mit nur einer Eimerleiter als zweckmäßig erwiesen haben. Gegenüber mehreren kleineren Baggern von zusammen derselben Leistung wie die eines Großbaggers bringt ein Großbagger im Verhältnis keine Vermehrung der Baggereise, der Förderzüge und des Bedienungspersonals.

An dem letzten Großbagger (Fried. Krupp AG), der beim Neuaufschluß der Grube „Greifenhain“ der Anhaltischen Kohlenwerke in Betrieb kam (Abb. 1), ist zwar die bisherige Leistung der Großbagger¹⁾ von etwa

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 20; S. 256.

1650 m³/h (40 000 m³/Tag) nicht überschritten worden, man ging aber von den 1200-l-Eimern zu Eimern von 1400 l Inhalt über. Von den anderen Großbaggern unterscheidet sich dieser Bagger noch dadurch, daß die Beladevorrichtung für die Züge nicht im Bagger selbst untergebracht, sondern seitlich als eine Einheit für sich angeschlossen ist. Auf diese Weise können abwechselnd zwei Abraumzüge beladen werden. Zur Verbindung des Baggers mit der Beladevorrichtung dient ein Zwischenförderband, das den Abraum vom Bagger nach der Beladevorrichtung bringt. Die Lage und Wirkungsweise der Förderbänder zeigt Abb. 2. Auf der einen Seite ist die Beladevorrichtung im Bagger verlagert und auf der anderen auf zwei Stützen (17 m Spannweite) mit 32 Laufrädern abgestützt. Acht Laufräder werden durch zwei Motoren angetrieben.

Der Bagger selbst (Spannweite des Portals ebenfalls 17 m), der auf 96 Rädern fährt (18 Elektromotoren treiben 32 Laufräder an), hat außer der Haupteimerleiter, die bis zu 38 m (senkrecht) tief baggert, noch eine zweimal 6 m lange Hochbaggereimerleiter (Abb. 1), die das Gelände, auf dem der Bagger vorrücken soll, einebnet.

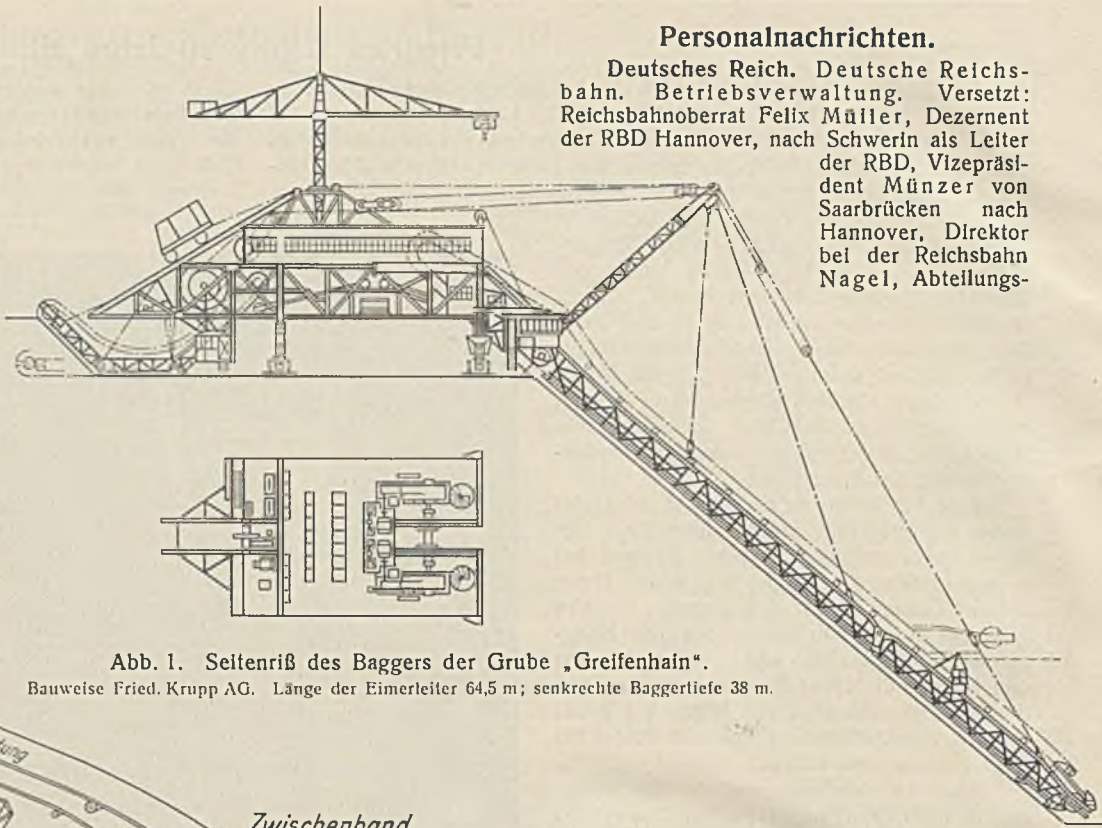


Abb. 1. Seitenriß des Baggers der Grube „Greifenhain“. Bauweise Fried. Krupp AG. Länge der Eimerleiter 64,5 m; senkrechte Baggertiefe 38 m.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung. Versetzt: Reichsbahnoberrat Felix Müller, Dezentern der RBD Hannover, nach Schwerin als Leiter der RBD, Vizepräsident Münzer von Saarbrücken nach Hannover, Direktor bei der Reichsbahn Nagel, Abteilungs-

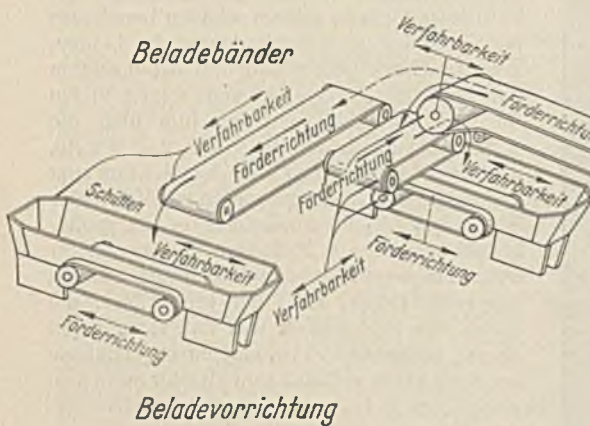
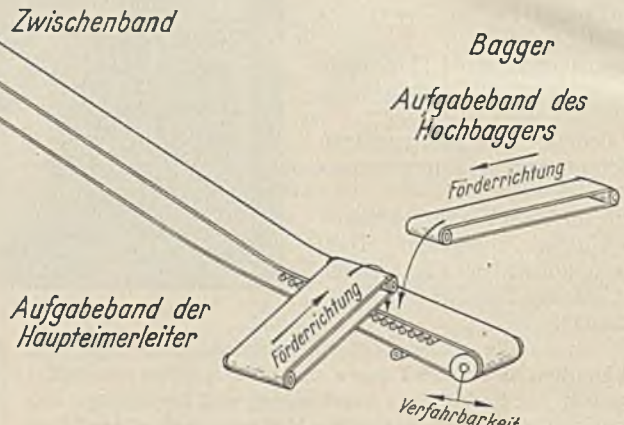


Abb. 2. Darstellung der Förderbänder und ihrer Arbeitsweisen.

Bedient wird die ganze Anlage in einer Schicht durch vier Mann (zwei Baggerführer, ein Maschinenwärter, ein Elektrohandwerker). Im Fahrwerk sind Gleisrückmaschinen eingebaut, mit denen der Bagger sein Fahrgeleis entsprechend der Spanntiefe der Eimer (15 bis 30 cm) selbst von der Böschung abrückt.

Die zwei Antriebmotoren für die Haupteimerleiter leisten zusammen 1500 PS. Die eingebauten Motoren haben eine Leistung von insgesamt 2500 PS. Die Zufuhr des Drehstromes von 6000 V Spannung geschieht durch Fahrleitungen. Die elektrisch betriebenen Lokomotiven der Abraumzüge werden unter dem Bagger nicht von den Lokomotivführern, sondern vom Bagger aus gesteuert. Die Lokomotiven haben daher einen zweiten Stromabnehmer, mit dem sie an den vom Bagger gespeisten Fahrdraht angeschlossen sind. Zum Ein- und Ausbau von Maschinenteilen sind vier Krane vorhanden; ein Drehkran von 10 t, zwei Krane von je 5 t Tragfähigkeit und ein Kran über der Beladevorrichtung.



Patentschau.

Verstärkte Fachwerkbogenbrücke. (Kl. 19d, Nr. 622 446 vom 18. 3. 32 von Dr.-Ing. Ludwig Bosch in Dortmund.) Um die Kosten der Verstärkung zu vermeiden und ohne neu gebaute vollständige Hauptträger auszukommen, wird zwischen die vorhandenen beiden Bogengurte ein neuer dritter Bogengurt eingefügt, der über den Auflagern mit dem vorhandenen Zugband verbunden wird, so daß er als neuer Stabbogen mit Zugband zu dem vorhandenen System hinzutritt. Besteht das vorhandene Brückensystem aus einem Zweigelenkbogen ohne Zugband, so genügt die Einfügung des mittleren Bogengurtes ohne weiteres, da dann die



starren Widerlager die Funktionen des Zugbandes übernehmen. Der mittlere Bogengurt *b* wird zunächst an den vorhandenen Hängestangen nur gleitbar befestigt, bevor er mit seinem Eigengewicht belastet ist. Der Bogengurt *b* erhöht also nicht die Eigengewichtsspannungen an der vorhandenen Brücke *a*, sondern er erhält eigene Eigengewichtsspannungen, um den Werkstoff im Endzustande voll auszunutzen. Zur Erhöhung dieser Wirkung kann man durch Hebebocke *c* zwischen dem Bogengurt *b* und den Knotenpunkten des alten Fachwerkbogens *a* das Eigengewicht der alten Brücke oder einen Teil davon in den Stabbogen *b* hineinbringen. Erst nach Belastung des neuen mittleren Bogengürtels wird dieser mit den Hängestangen des vorhandenen Tragwerkes fest verbunden.

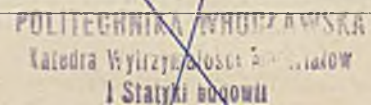
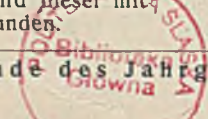
leiter und Dezentern der RBD Mainz, als Oberbetriebsleiter zur Oberbetriebsleitung West in Essen; die Reichsbahnoberräte Brieskorn, Dezentern der RBD Oppeln, als Abteilungsleiter und Dezentern zur RBD Saarbrücken, Gaecks, Dezentern der RBD Stettin, als Dezentern zur RBD Oppeln, Dilli, Dezentern der RBD Regensburg, als Dezentern zur RBD Mainz, Röller, Vorstand des Betriebsamts Hameln, als Dezentern zur Reichsbahnbau direktion Berlin; die Reichsbahnräte Otto Werner, Vorstand des Betriebsamts Coburg, als Vorstand zum Betriebsamt Leipzig 3, Kohl, Vorstand des Neubauamts Duisburg, als Vorstand zum Betriebsamt Stendal, Vogler, bisher bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg, als Vorstand zum Betriebsamt Neustettin; die Reichsbahnbauassessoren Bernhard Mayer bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München als Vorstand zum Betriebsamt Neuwied 2, Clauß bei der RBD Stuttgart als Vorstand zum Betriebsamt Hameln, Alfred Kukielka bei der RBD Breslau als Vorstand zum Betriebsamt München 3, Kaiser beim Betriebsamt Bremen I zur Oberbetriebsleitung West in Essen, Bossert beim Betriebsamt Heilbronn zum RZA Berlin, Kockelkorn beim Betriebsamt Waldenburg (Schles.) zur RBD Breslau, Paeschke in Oberhausen als Vorstand zum Neubauamt Duisburg und Gabriel beim Betriebsamt Essen 3 nach Oberhausen als Streckenbau-meister für das Neubauamt Duisburg.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Hammers, Dezentern der RBD Mainz, die Geschäfte eines Abteilungsleiters.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Hans Wolf, Vorstand des Betriebsamts Berlin 4, zum RZA Berlin, Hewel, Vorstand des Neubauamts Berlin 2, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 4; Reichsbahnbauassessor Bingmann vom RZA Berlin zum Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen.

INHALT: Die Temperaturmessungen in der Stauammer der Saaleletzperre am „Kleinen Bleiloch“. — Die Wasserhaltung für den Umbau des Weser-Wehres bei Dörverden. (Schluß) — Ein beachtenswerter Fortschritt im Eisenbetonbau. — Friedrich Bohny 70 Jahre alt. — Vermischtes: Die Berliner Hülen und ihre künftige Entwicklung. — Der Eimerkettenbagger der Grube „Greifenhain“ in der Lausitz. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.



BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej

P. 271 / 1937

Druk: Drukarnia Gliwice, ul. Zwycięstwa 27, tel. 230 49 50