

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DÜSSELDORF  
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

FEBRUAR 1950

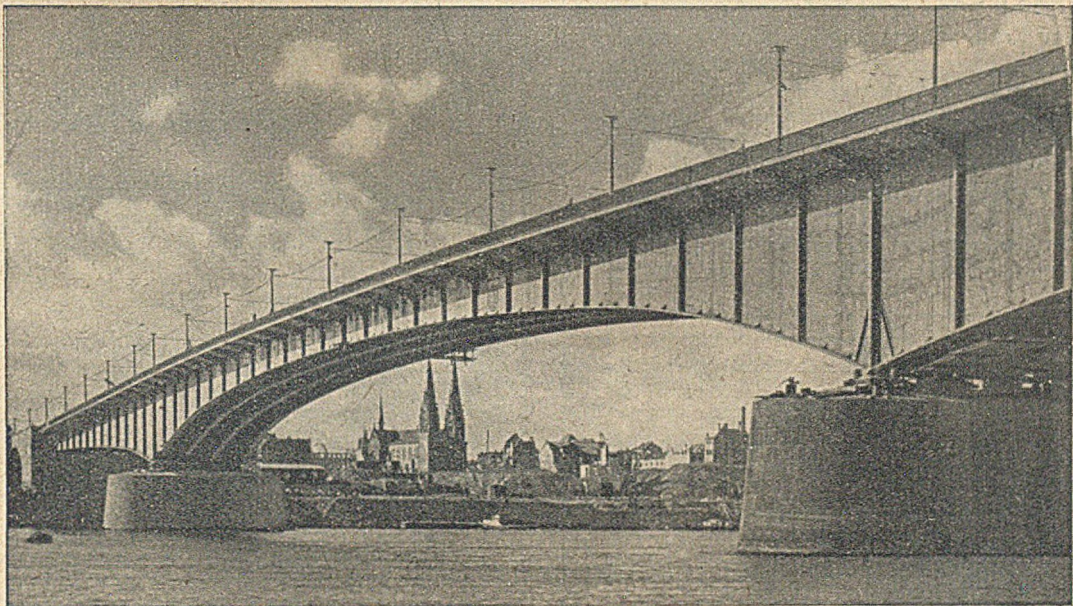
HEFT 2

### INHALT:

Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe .....	33	Kurze Technische Berichte:	
Eine neue Stahlart für den Groß-Stahlbau. Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Hermann Schulz, Dortmund .....	39	Der Anderson-Ränge-Damm, der derzeit höchste Erddamm der Welt .....	60
Baggerungen in Fels und Sprengtrümmern bei Hafengebäuden. Von Baurat a. D. Friedrich Frank, Ulm .....	41	Brückenmontage mit Kabelkran .....	62
Zur Berechnung von Brückenfahrbahnen als Trägerroste. Von Obering. Fritz Wansleben, Rheinhausen .....	43	Die Beziehung zwischen Pfahlformeln und Belastungsversuchen .....	63
Bau eines Trockendocks im Hamburger Hafen. Von Dr.-Ing. Philipp Ebert, München .....	45	Spannungsumlagerung durch Schwinden und Kriechen bei Stahlbetonbauteilen .....	66
		Straßenbrücke mit offenem Fahrbahnrost .....	68
		Umsetzen eines Öltanks auf dem Wasserwege .....	69
		Stahl beim Bau der Génissiat-Talsperre .....	69
		Hölzerne Dachbinder von 51 m Stützweite .....	71
		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen .....	71
		Persönliches .....	72

### Unser Fertigungsprogramm:

**Stahl-Brückenbau · Stahl-Hochbau · Stahl-Wohnungsbau · Stahl-Wasserbau  
Apparate- und Behälterbau · Bergbauzulieferungen · Weichenbau · Baggerbau  
Aufbereitung für Kohle und Erz · Maschinen und Einrichtungen für Zement-,  
Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien · Zerkleinerung**



Rhein-Strassen-Brücke Bonn — Beuel

weitestgespannter Blechbalken über den Rhein. Stützweiten:  $99+196+99=394$  m. Gesamte Brückenbreite  $3+12+3=18$  m.  
Trägerhöhe in Brückenmitte: 3,0 m, d. i. 1/65 der Stützweite. Stahlgewicht: 4 550 to. Montagedauer 6 Monate



# STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen  
Fernsprecher-Anschlüsse: Duisburg 343 41, Rheinhausen 270, 271, 272, Moers 27 42

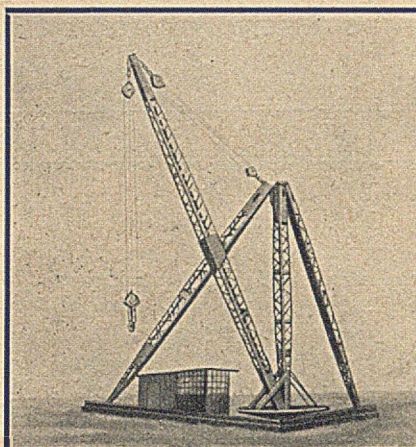
Fernschreiber No. 03 5838

**ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN**Lizenz Frenkel: **FAKTOR** „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte BROSCHURE EF 1249!

*Schramm*

LACK- UND FARBENFABRIKEN A.G. OFFENBACH-MAIN

**FRANKFURTER  
FRÜHJAHR  
MESSE****19.-24. MÄRZ****Schmidt-  
Tychsen****Derrick-  
Kranbau****Hamburg 24 B****Suchen nach Dipl.-Ing.**

modernen Statiker und Kalkulator

Bewerbung mit Gehaltsforderung und Antrittstermin erbelen unter „Der Bauingenieur 70“, an Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

**STATIKER**

älterer, mit großer Erfahrung in Projekt und Kalk. Stahlhoch- und Brückenbau, selbst. zuverlässige Kraft sucht sich zu verändern. West- oder Süddeutschland bevorzugt.

Offerten erbelen unter „Der Bauingenieur 66“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Führende Firma sucht zur Weiterentwicklung der Abteilung

**Stahlrohrgerüstbau**eine erste Kraft, mit Sitz in Düsseldorf, die sowohl kaufmännisch als auch technisch begabt und bei Baufirmen sowie Bauämtern gut eingeführt ist. Der Bewerber muß organisatorisch befähigt sein und einem größeren Apparat vorstehen können. Bewerbungen von Reisenden und Vertretern aus der Baubranche zwecklos. Es wollen nur 1. Fachkräfte (möglichst Baurat, Stadtbaumeister oder ähnl.) handschriftliche Bewerbungen einreichen unter **871b** an Annoncen-FOERSTER, Düsseldorf, Königsallee 58.

Süddeutsche Stahlbauanstalt sucht als Vertreter des Oberingenieurs einen

**Dipl.-Ingenieur**

mit mehreren Jahren Praxis als Statiker des Stahlhoch- und Brückenbaues. Angebote unter „Der Bauingenieur 69“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabl., Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

**STÖHR  
FÖRDERANLAGEN**FAHRBARE UND TRAGBARE FÖRDERBÄNDER  
LEICHTBÄNDER FÜR BETON (SCHÜTTBAUWEISE)  
SELBSTAUFLADER MIT RAUPENFAHRWERK  
GRABENBAGGER FÜR ROHR- UND KABELVERLEGUNG  
BAUAUFZÜGE UND LASTENAUFZÜGE  
SOWIE ALLE SONSTIGEN NAHFÖRDERANLAGEN**WILHELM STÖHR, OFFENBACH A. M.**  
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN**Diplomingenieur  
(Baufach)**

mit abgeschlossener Hochschulbildung, 25 Jahre alt, ledig, sucht Stellung bei größerer Bauunternehmung, wenn möglich zunächst in der Abteilung für Statik und Entwurf.

**ANDREAS RUCKERT**  
(13a) Oberdachstetten (Mfr.)  
Bahnhof**MATH-  
INSTRUMENTE****GEOD-  
INSTRUMENTE**

DENNERT &amp; PAPE, HAMBURG-ALTONA

## Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

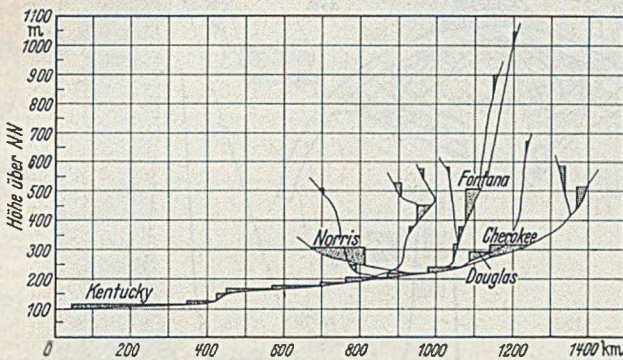


Abb. 1 a. Stauwerke im Tennesseetal.

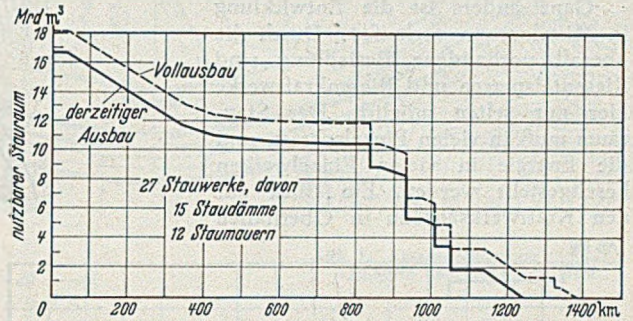


Abb. 1 b. Nutzbarer Stauraum im Tennesseetal.

### Kraftwerksausbau in Oberitalien Ausbauleistung 6 Mio kVA

- über 50000 kVA
- 10000-50000 kVA
- 5000-10000 kVA
- 2000-5000 kVA
- unter 2000 kVA

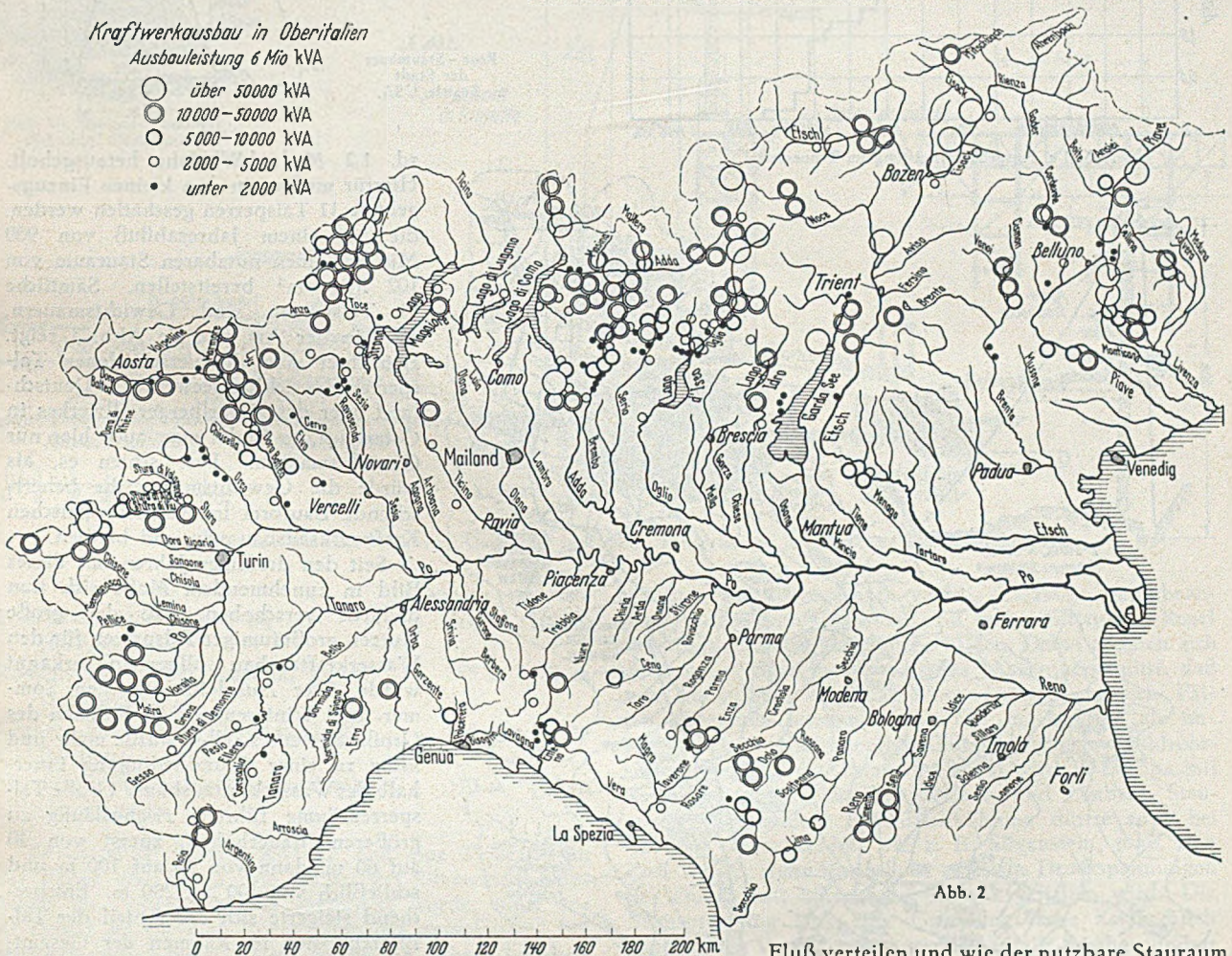


Abb. 2

Seit Beendigung der Weltwirtschaftskrise zu Beginn der dreißiger Jahre befindet sich der Ausbau der Wasserkräfte in stürmischer Aufwärtsentwicklung. Als eines der markantesten Beispiele wurde in dieser Zeitschrift kürzlich der Tennessec-Ausbau besprochen [1], bei dem durch 27 Stauwerke der Ausbau einer mittleren Jahresleistung von 12 Mrd. kWh ermöglicht wurde. Abb. 1 zeigt, wie sich die Stauwerke über den 1500 km langen Tennessec-

Fluß verteilen und wie der nutzbare Stauraum von 18 Mrd. m<sup>3</sup> und die Ausbauleistung von 3 Mio. kW im einzelnen bereitgestellt werden. Der Tennessec-Ausbau wird durch denjenigen des Columbia-Stromes noch weit übertroffen; bei einem mittleren Jahresabfluß von 95 Mrd. m<sup>3</sup> werden hier 30 Mrd. m<sup>3</sup> Talsperrerraum geschaffen und 25 Mrd. kWh/Jahr an elektrischer Energie erzeugt. Durch diese Riesensprojekte hat sich das Bild des amerikanischen Talsperrenaues vollständig gewandelt. Bogen-

mauern und Pfeilerstaumauern, die dem amerikanischen Talsperrenbau eine Zeitlang sein besonderes Gepräge gaben, sind fast vollständig verschwunden, da sich nur noch selten Anwendungsmöglichkeiten hierfür ergeben. Auch die gespülten Erddämme, die sich dort durch Jahrzehnte hindurch größter Beliebtheit erfreuten, werden fast kaum noch gebaut. Gewichtstaumauern, Steindämme und gewalzte Erddämme beherrschen vollständig das Feld.

Ganz anders ist die Entwicklung in Mitteleuropa verlaufen. Durch die überall vorhandene Besiedlung sind Riesentalsperren und Riesenkraftwerke hier nur selten möglich. Der Stauraum muß in vielen Einzelsperren und die Energie in vielen Einzelwerken bereitgestellt werden. Ein Blick auf den Kraftwerksausbau in Oberitalien

(Abb. 2) genügt, um diesen fundamentalen Unterschied zwischen dem amerikanischen und dem europäischen Kraftwerksausbau zu erkennen. Im Oberen Tocetal (Abb. 3) werden z. B. aus einem Einzugsgebiet von nur 600 km<sup>2</sup>

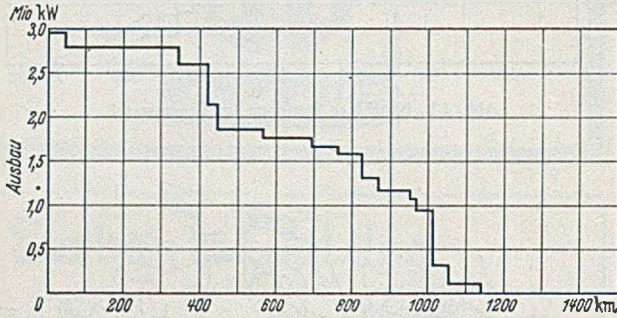


Abb. 1 c. Ausgebaute Leistung im Tennesseeetal.

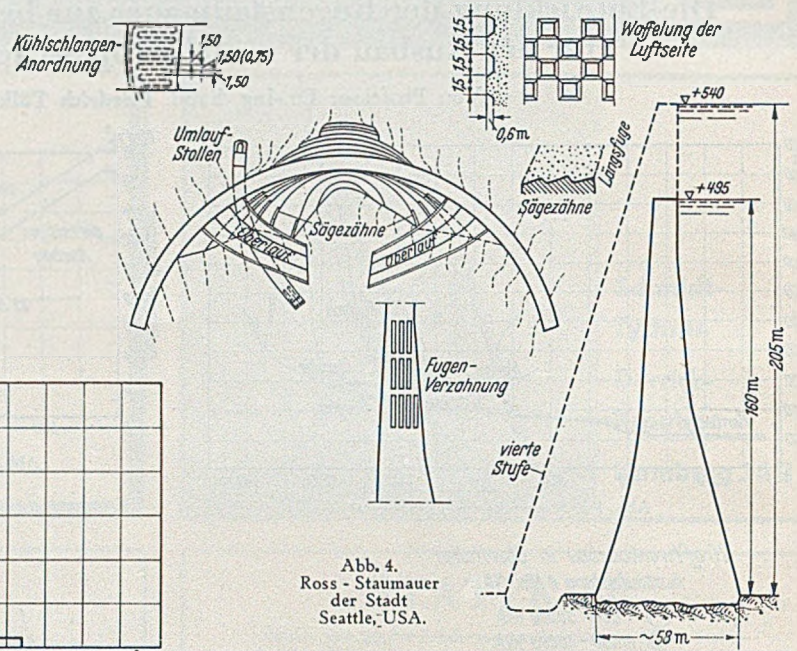


Abb. 4. Ross - Staumauer der Stadt Seattle, USA.

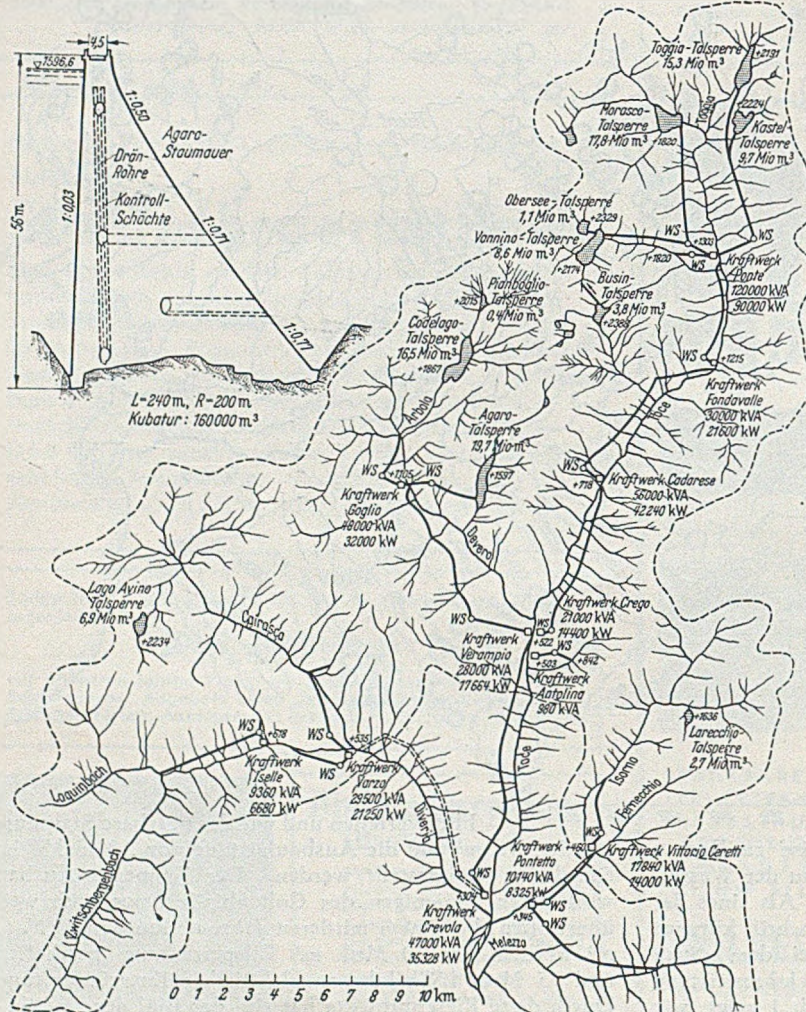


Abb. 3. Kraftwerksausbau im oberen Tocetal.

rd. 1,2 Mrd. kWh/Jahr herausgeholt. Hierfür mußten in dem kleinen Einzugsgebiete 11 Talsperren geschaffen werden, die bei einem Jahresabfluß von 900 Mio. m<sup>3</sup> einen nutzbaren Stauraum von 102 Mio. m<sup>3</sup> bereitstellen. Sämtliche 11 Talsperren sind Gewichtstaumauern, etwa in der Art, wie sie Abb. 3 zeigt. Betrachtet man die verschiedenen Talsperren des Schluchseerwerkes in Deutschland oder des Vorarlberger Illwerkes in Österreich, so findet man auch hier nur Gewichtstaumauern. Fast schien es, als würde die Gewichtstaumauer die beherrschende Bauform im mitteleuropäischen Kraftwerksausbau sein und bleiben.

Seit den dreißiger Jahren hat dieses Bild in zunehmendem Maße sich nun dadurch verschoben, daß der große Nutzen großräumiger Talsperren für den Wasserkraftausbau allgemein erkannt wurde. Der Ausgleich zwischen Sommer- und Winterenergie im Rahmen des Großkraftwerkes selbst wurde mehr und mehr zu einer Grundbedingung innerhalb des Wasserkraftausbaus. Große Talsperrenräume führten zwangsläufig zu größeren Mauerhöhen, zuerst von 40 auf 60 m, dann von 60 auf 100 m und schließlich von 100 auf 200 m. Entsprechend steigerte sich der Anteil der Talsperrenkosten im Rahmen der Gesamtausbaukosten. Ersparnis an Mauerinhalt und an Bauzeit erschien nunmehr in einem ganz anderen Lichte und wurden oft geradezu entscheidend für die Wirtschaftlichkeit des Gesamtausbaus. Unter diesem Zwang der Entwicklung vollzog sich zuerst wenig bemerkt und heute allenthalben sichtbar die Umstellung von der Gewichtstaumauer zur Bogenstaumauer in

Europa. Wieweit diese Entwicklung bereits fortgeschritten ist, beweist die nachfolgende Zusammenstellung der Talbreiten an der Krone für einige der jüngsten Bogenstaumauern in zeitlicher Reihenfolge. (Abb. 4 bis 7.)

Eine Bogenmauer wird um so wirtschaftlicher, je dünner ihre Wandstärken gewählt werden können. Die heutige Praxis, die zulässige Betonbeanspruchung mit 40 bis 50 kg/cm<sup>2</sup> zugrunde zu legen, geht an den großen Fort-

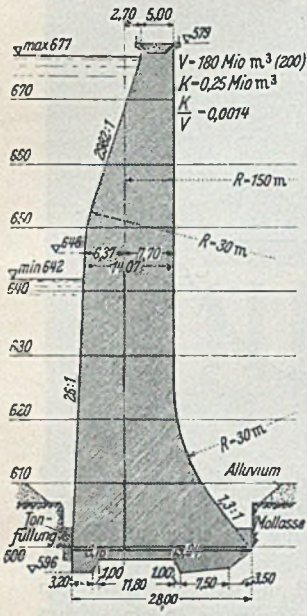


Abb. 5b. Rossens-Staumauer (Schweiz). Querschnitt.

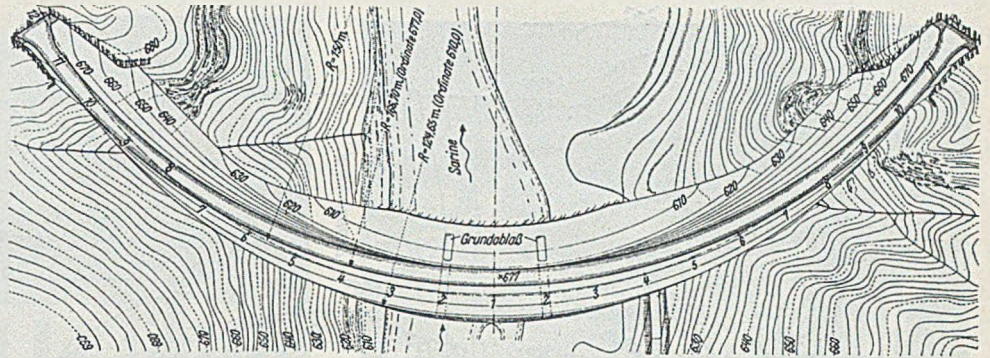


Abb. 5a. Rossens-Staumauer (Schweiz). Grundriß und Höhenlinienplan.

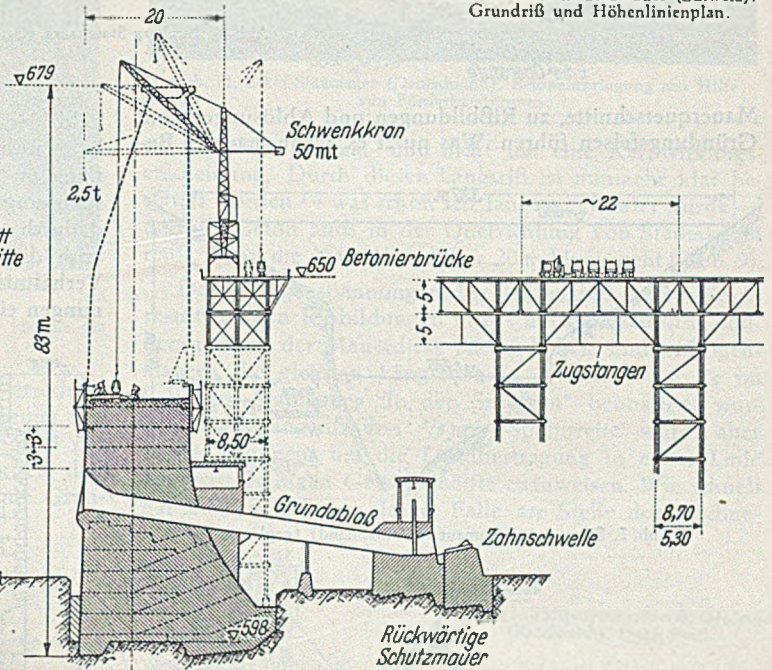


Abb. 5c. Rossens-Staumauer (Schweiz). Querschnitt in Talmitte mit Vorsperre, Betonierbrücke und Einbringekranen.

	Talbreite	Mauerhöhe
Ross-Staumauer (USA) [2] . . . . .	276 m	164 m (fertiggestellt).
Rossens-Staumauer (Schweiz) [3] . . . . .	285 m	81 m (fertiggestellt).
Limberg-Staumauer (Österreich) [4] . . . . .	302 m	120 m (in Bau).
Silvenstein-Staumauer (Deutschland) [5] . . . . .	370 m	187 m (projektiert).

Es unterliegt keinem Zweifel, daß eine Talbreite an der Krone von 370 m, wie sie bei der Silvenstein-Staumauer im Entwurf bereits gemeistert wurde, noch vor 20 Jahren als für eine Bogenstaumauer undiskutabel bezeichnet worden wäre. Heute ist die erreichbare Talbreite lediglich eine Funktion der zulässigen Betonbeanspruchung. Geht man mit der zulässigen Druckspannung auf 80 kg/cm<sup>2</sup>, wie im Falle der amerikanischen Ross-Staumauer, so stellen Talbreiten von 400 m an der Krone kein Problem mehr für Bogenstaumauern dar. Wie Abb. 4 bis 6 erkennen lassen, ist in solchen Fällen die Jörgenson-Mauer (annähernd gleichbleibender Zentriwinkel und starke Krümmungszunahme von oben nach unten) mit Strebefuß eine zweckentsprechende Bauweise.

schriften der Betontechnik vorbei. Zulässige Betonbeanspruchungen von 80 kg/cm<sup>2</sup> und mehr sollten die Regel für künftige Bogenstaumauern bilden. Dabei ergeben sich dann ganz von selbst so schlanke Mauerquerschnitte, daß von künstlichen Kühlmaßnahmen in den meisten Fällen abgesehen werden kann. Die in Amerika als unentbehrlich betrachtete Nachkühlung durch Kühlrohrschlangen in 1,5 m Abstand (Abb. 4) wird in Europa mit Recht abgelehnt. Die bei Rossens- und Limberg-Staumauer angewendete Fugenspaltkühlung dürfte auch bei höheren Bogenmauern, wie z. B. Silvenstein, noch zum Ziele führen, wenn durch hohe zulässige Druckspannungen der Querschnitt hinreichend schlank gehalten wird. Die Beanspruchung längs der Gründungsfläche kann durch voutenartige Verstärkungen gegebenenfalls herabgemindert werden.

Mit Recht schreiben G r e n g g und L a u f f e r in ihrer sehr lehrreichen Betrachtung über den Gewölbemauerbau in Österreich [4]: „Wer das vollkommene Bauwerk mehr schätzt als die vollkommene Rechnung, wird die künstliche Vernichtung eines Teiles der Bauwerksfestigkeit nicht wünschen und den fugenlosen, in Flanken und Sohle massiv aufruhenden Einheitskörper mit allen seinen Verschleierungen, die ja zugleich auch versteckte Hilfen sind,

der sogenannten statischen Klarheit vorziehen.“ Man sollte aber auch die „natürliche“ Vernichtung eines Teiles der Bauwerksfestigkeit vermeiden, die nämlich darin besteht, daß die Zwängungsspannungen, bedingt durch zu dicke

rechnung einer Gewölbemauer auf eine zul. Druckspannung von 40 kg/cm<sup>2</sup> abstellt und wenn durch diese Beschränkung die Mauer so dick wird, daß nach ihrer „Selbstentlastung“ die auf den Felsen übertragenen Pressungen

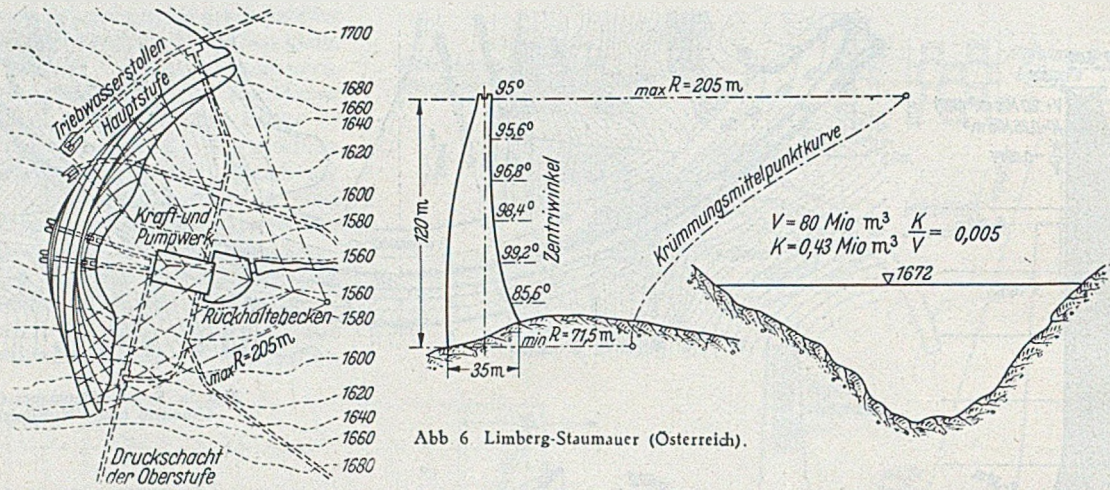


Abb 6 Limberg-Staumauer (Österreich).

Mauerquerschnitte, zu Rißbildungen und Ablösungen vom Gründungsfelsen führen. Was nutzt es, wenn man die Be-

bald hier, bald dort nicht 40, sondern 80 kg/cm<sup>2</sup> betragen? Ist es nicht klüger, diesem Tatbestand von vornherein Rechnung zu tragen und die Bemessung auf eine zul. Druckspannung von 70 bis 80 kg/cm<sup>2</sup> abzustellen? Wir sparen dadurch nicht nur an Kubatur und an Bauzeit, wir bringen auch die Annahmen der Elastizitätstheorie in ein solches Verhältnis zur Wirklichkeit, daß die „errechneten“ Spannungen eine wirkliche Vergleichsbasis darstellen.

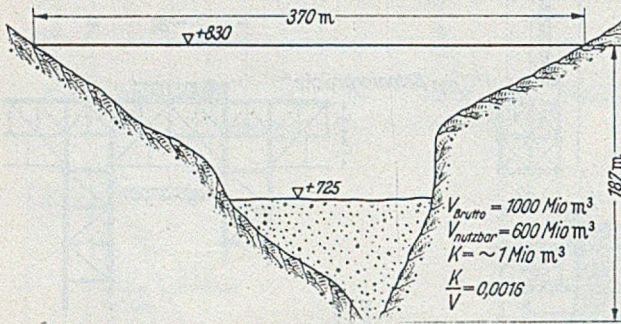


Abb. 7. Silvenstein-Staumauer (Deutschland) (geplant).

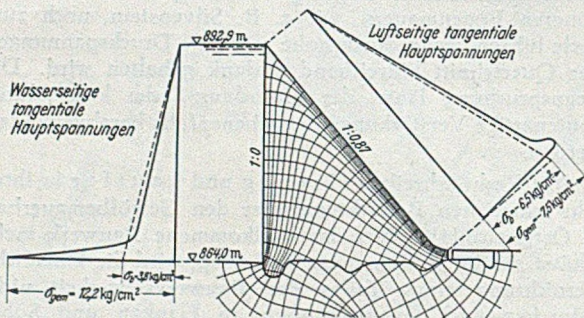
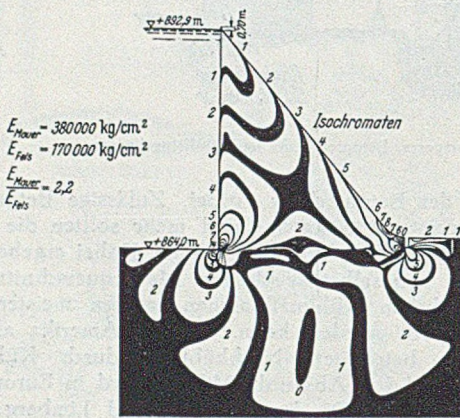


Abb. 8. Gewichtsstaumauer In den Schlagen (Schweiz), Spannungsoptische Untersuchung des Mauerquerschnittes.

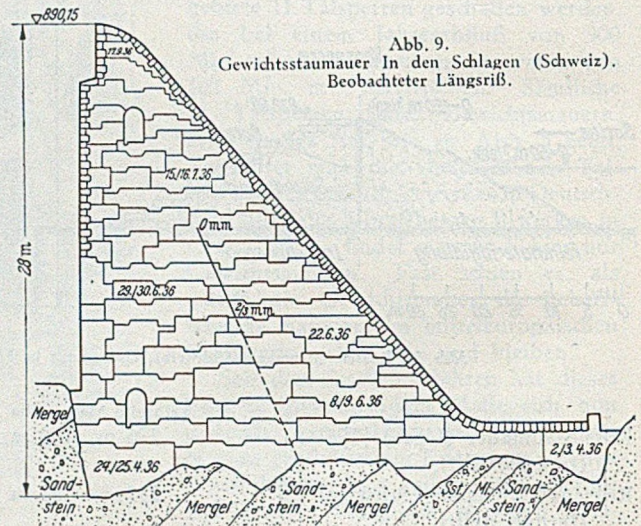


Abb. 9. Gewichtsstaumauer In den Schlagen (Schweiz). Beobachteter Längsriß.

Dank der sorgfältigen Beobachtungen und Messungen, die vielerorts an Staumauern durchgeführt wurden, haben wir heute eine viel klarere Vorstellung von den Eigenspannungen des Betons und den daraus resultierenden Rißbildungen. Einen außerordentlichen Beitrag in dieser Richtung hat kürzlich die Schweizerische Talsperrenkommission geliefert, indem sie die in einem Zeitraum von 26 Jahren gesammelten Beobachtungen und Versuchsergebnisse in einer umfassenden Veröffentlichung (220 Seiten Großformat) der Fachwelt übergab [6]. Wie sehr sich der Spannungsverlauf in dicken Mauerquerschnitten von der gewöhnlich zugrunde gelegten gradlinigen Spannungsverteilung unterscheidet, zeigt in überzeugender Weise die spannungsoptische Untersuchung der Gewichtsmauer „In den Schlagen“ (Abb. 8), bei welcher der Elastizitätsmodul des Betons 2,2mal so groß wie derjenige des Felsens war. (Im spannungsoptischen Modell wurde dies dadurch berück-

sichtigt, daß im Bereich des Felsens die Dekoritscheibe entsprechend dicker gemacht wurde). Die Auswertung des Isochromaten- und Isoklinenverlaufs für Wasserdruck lieferte an der Wasserseite eine mehr als dreimal so große

dungsfelsen fortgesetzt hat. Eine weitere Fortsetzungsmöglichkeit besteht nach oben hin zum Kontrollstollen. Wie der in der Abbildung mit aufgenommene Arbeitsblockverlauf erkennen läßt, handelt es sich bei dem Längs-

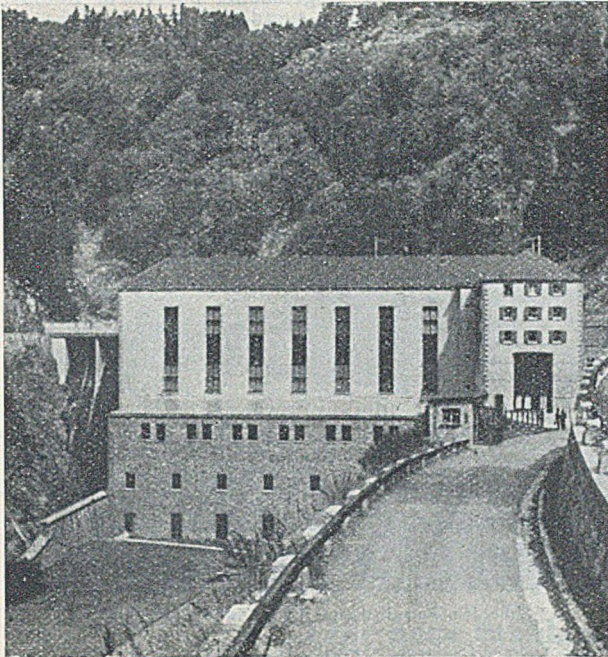


Abb. 10. Bogengewichtsmauer und Talsperrenkraftwerk Wizaun (Deutschland).

(Herm. Dir. Dr.-Ing. Henniger, Freiburg/Brs., danke ich für die freundl. Überlassung dieser Abb.)

Biegespannung, als sie nach der Trapezregel errechnet wurde. Ferner förderte die sorgfältige Beobachtung der nur 24 m dicken Mauer einen einwandfreien Längsriß mit  $\frac{2}{3}$  mm Spaltbreite zutage. Die Beobachter vermuten, daß der Längsriß sich in der strichlierten Weise bis zum Grün-

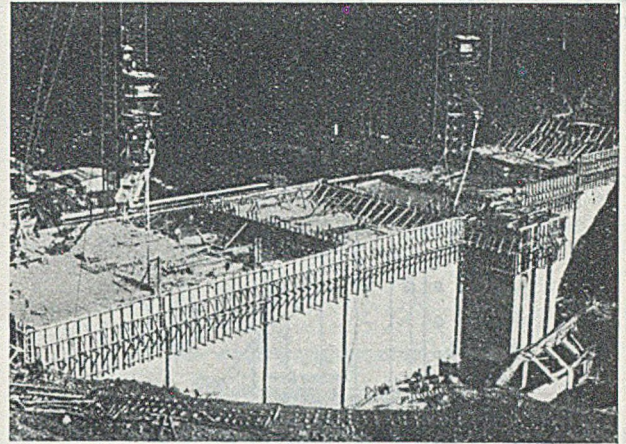


Abb. 12. Ecker-Staumauer (Deutschland). Betoneinbringung mit Hilfe von Förderbandtürmen.

riß um eine Normal- und nicht um eine Kerbwirkungserscheinung. Durch diesen Längsriß ist nunmehr klar bestätigt worden — was schon seit langem vermutet wurde —, daß der Beton auch in der Querrichtung von Staumauern reißt, wenn die Mauerdicke über 20 m hinausgeht (Abb. 9).

Da die Eigenspannungen des Betons und die aus ihnen resultierenden Rißbildungen nichts mit der Bauform, sondern nur mit der Mauerdicke zu tun haben, sind in Bogendamern die gleichen Längsrisse zu erwarten, wie sie im Falle der Staumauer „In den Schlägen“ beobachtet wurden. Ein Längsriß von  $\frac{2}{3}$  mm Spaltbreite würde aber bereits genügen, um die Lastübertragung in erster Linie der wasserseitigen Gewölbehälfte zuzuweisen. Wie schnell hat man in einem solchen Falle an Stelle der „rechne-

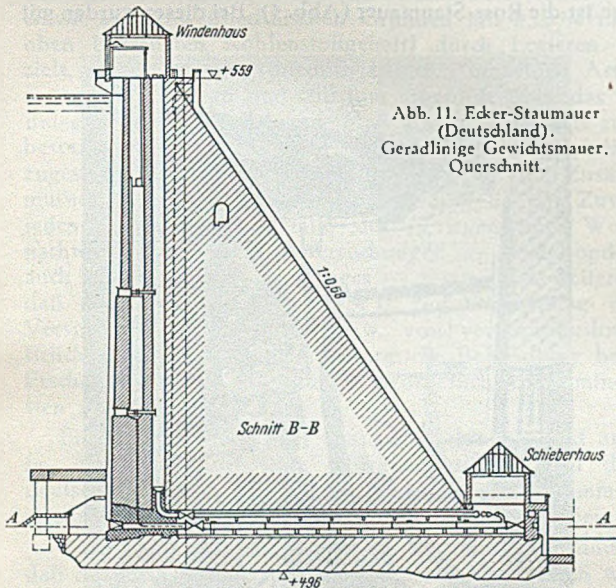


Abb. 11. Ecker-Staumauer (Deutschland). Geradlinige Gewichtsmauer. Querschnitt.

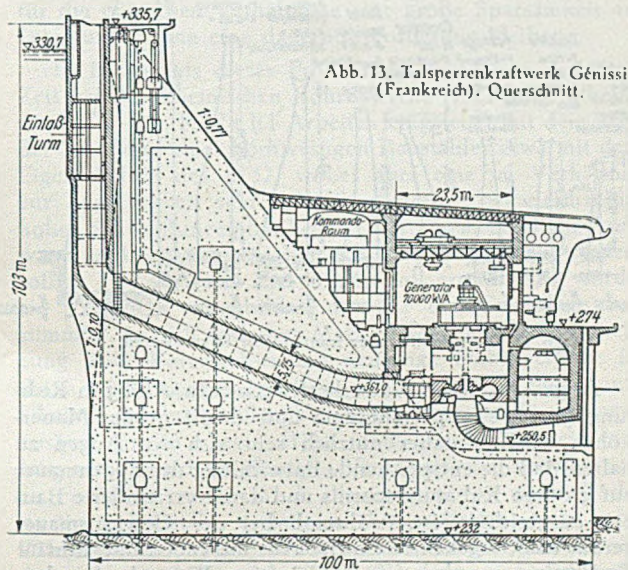
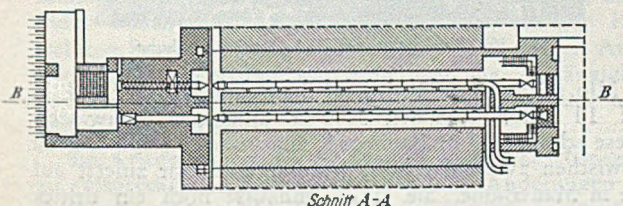


Abb. 13. Talsperrenkraftwerk Génissiat (Frankreich). Querschnitt.

rischen 40 kg/cm<sup>2</sup> Druckspannungen bis zu 70 oder 80 kg/cm<sup>2</sup>. Die natürliche Folgerung hieraus wurde bereits gezogen, nämlich den Beton von vornherein mit 70 bis 80 kg/cm<sup>2</sup> zu beanspruchen, damit die Querschnitte so dünn werden, daß für den Beton die Notwendigkeit, sich durch Längsrisse zu entlasten, entfällt.

Bei der Gewichtsmauer ist ein solcher Ausweg versperrt, da hier die Standsicherheit nicht von der zulässigen



Beanspruchung, sondern vom Querschnittsprofil abhängt. Die schlanken Gewichtsmauern, wie wir sie in Deutschland gewöhnt sind, sind für größere Mauerhöhen undiskutabel. Vergleicht man z. B. die 45 m hohe Bogengewichtsmauer von Witznau (Abb. 10), oder die 65 m hohe geradlinige Ecker-Staumauer (Abb. 11 und 12) mit der 103 m hohen Gënnissiat-Staumauer (Abb. 13) oder mit den bis 183 m hohen

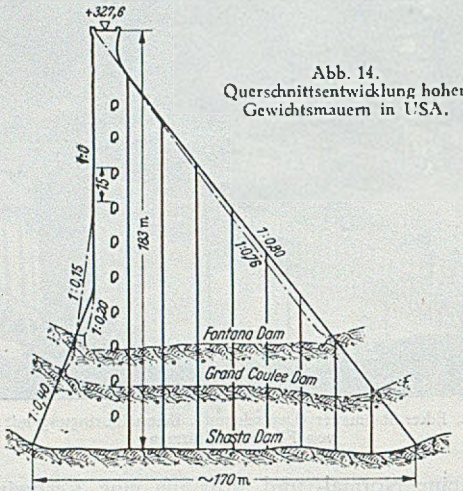


Abb. 14. Querschnittsentwicklung hoher Gewichtsmauern in USA.

amerikanischen Mammutstaumauern (Abb. 14), so tritt die Entwicklung der Gewichtsmauer in Richtung wachsender Dicke sehr ausgeprägt in Erscheinung. Diese Entwicklung ist genau so natürlich wie diejenige der Bogenmauer in Richtung abnehmender Dicke. In einer Gewichtsmauer werden um so mehr Längsrisse in Erscheinung treten, je höher die Mauer wird. Längsrisse bedeuten hier aber Unterbrechung des monolithischen Kraftflusses und damit Schwächung des Mauerquerschnittes, so daß nur der Weg der Verstärkung bleibt.

Man hätte dann an Stelle von 0,7 Mio. m<sup>3</sup> 2,0 Mio. m<sup>3</sup> Beton einbringen müssen, was einem Mehraufwand von über 100 Mio. DM entsprochen haben würde. Wahrscheinlich wäre damit die Wirtschaftlichkeit der ganzen Kraftwerksanlage in Frage gestellt worden. Die Tignes-Mauer ist eine kreiszylindrische Bogenmauer mit 150 m Radius, deren rechnerische Beanspruchung an 70 kg/cm<sup>2</sup> herankommen dürfte.

Eine lehrreiche Vergleichsbasis bietet das Verhältnis von Mauerinhalt zum nutzbaren Stauraum. In Abb. 15 sind diese Verhältnisse unter den Mauerquerschnitten angegeben. Hiernach sind bei den Staumauern von Doustre und Castillon für jedes kg Beton 1000 kg nutzbares Stauwasser gewonnen worden, Zahlen, welche von der Wirtschaftlichkeit moderner Bogenstaumauern ein eindrucksvolles

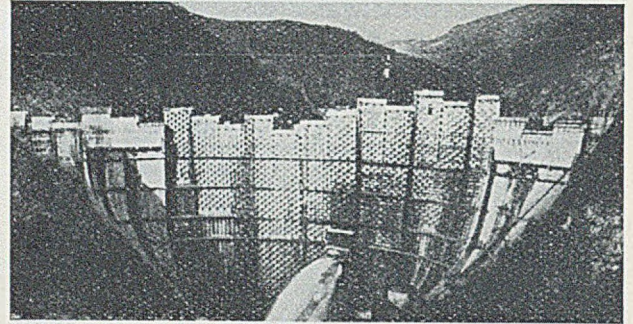


Abb. 16a. Ross-Staumauer USA. Zweite Erhöhung.

volles Bild vermitteln. Dabei handelt er sich in beiden Fällen um kreiszylindrische Bogenmauern mit senkrechter Wasserseite, d. h. um Bogenmauern, deren Herstellung nicht schwieriger als diejenige von Gewichtsmauern ist.

Bei hohen Bogenmauern muß der Talsperrenraum meist teurer erkauft werden. Bei der Limberg-Staumauer ist  $K/V = 0,005$ , bei der Tignes-Mauer  $K/V = 0,003$  und bei der Silvenstein-Mauer würde  $K/V = 0,0016$  sein. Die Silvenstein-Mauer würde hiernach besonders wirtschaftlich sein.

Eine vom Wirtschaftlichkeitsstandpunkt einzigartige Anlage ist die Ross-Staumauer (Abb. 4). Bei dieser wurden mit

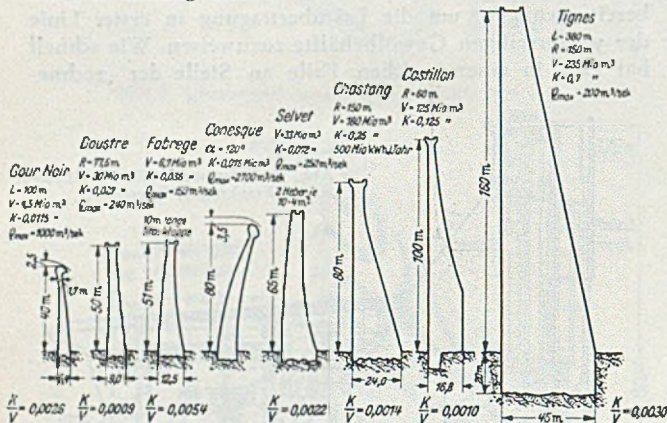


Abb. 15. Querschnitte neuer französischer Bogenmauern.

Angesichts einer Wasserkraftwerksentwicklung in Richtung großer Talsperrenräume und damit großer Mauerhöhen wird es daher nützlich sein, sich vor Augen zu halten, daß die entsprechende Entwicklung der Bogenmauer auf größere Kubaturersparnis und damit verminderte Bauzeit ausgerichtet ist, während bei der Gewichtsmauer gerade das Umgekehrte eintritt. Aus diesem Grunde scheint die Bogenmauer berufen, den künftigen Wasserkraftausbau aufs stärkste zu befruchten.

In Frankreich ist diese Entwicklung in Richtung auf die Bogenmauer in vollem Schwunge. Allein seit 1945 sind in Frankreich acht größere Bogenstaumauern fertiggestellt oder in Bau genommen worden. Abb. 15 zeigt die zugehörigen Querschnitte, nach der Mauerhöhe geordnet [7]. Ein besonderes Interesse darf die 180 m hohe und 45 m dicke Tignes-Staumauer beanspruchen, die als Gewichtsmauer mindestens 145 m dick geworden wäre.

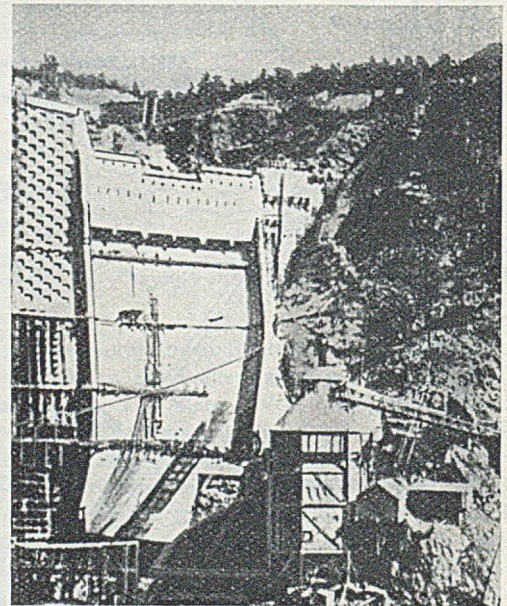


Abb. 16b. Ross-Staumauer USA. Zweite Erhöhung.

0,5 Mio. m<sup>3</sup> Beton 1,72 Mrd. m<sup>3</sup> Stauraum gewonnen, d. h. auf 11 Beton kommen 3400 kg nutzbares Stauwasser. Diese schon 1919 in Bauangriff genommene Staumauer ist inzwischen zweimal erhöht worden, und war zuletzt auf 164 m Mauerhöhe. Sie soll demnächst noch ein drittes



Mal erhöht werden, und zwar auf 205 m Mauerhöhe. Einer Betonkubatur von 1 Mio. m<sup>3</sup> wird dann ein nutzbares Stauvolumen von 4,2 Mrd. m<sup>3</sup> gegenüberstehen, womit die Wirtschaftlichkeit sich noch weiter verbessert, indem auf 1 l Beton 4200 kg nutzbares Stauwasser kommen.

Bei der dritten Erhöhung sollte die Ross-Mauer gleichzeitig so verstärkt werden, daß ihr Querschnitt auch als Gewichtsmauer betrachtet standsicher war. Inzwischen ist man zu der Auffassung gelangt, daß die gestrichelte Verstärkung von Abb. 4 ausreichen wird. Vielleicht zeigt die weitere Entwicklung, daß man überhaupt ohne eine Verstärkung auskommen kann. Nach den oben angestellten Betrachtungen ist der Nutzen einer Verstärkung stark problematisch. Interessant ist, wie man beim Bau der Bogenmauer bereits auf die geplante Verstärkung Rücksicht genommen hat (Abb. 4, 16a und 16b). Einmal ist die ganze Luftseite mit waffelartigen Einsenkungen versehen worden, die später eine einwandfreie Scherverbindung herstellen sollen, und zum anderen sollen die neuen Mauerstücke sich am Fuße mit Sägezähnen auf die alten abstützen. Mit einer einfachen Längsfuge, wie sie im Falle der auf 106 m erhöhten Marshal-Ford-Staumauer gewählt wurde, hat man wenig gute Erfahrungen gemacht. Durch die Fuge drang Regenwasser und Wasser aus dem Hochwasserüberlauf in solchen Mengen ein, daß die in den Stollen angestellten Bedienungsanlagen vollständig verrosteten. Nach

Abb. 17 wurde die Behebung der Schäden in der Weise vorgenommen, daß man die Längsfuge von drei Stollen aus spreizte und am Fugenaustritt eine Spezialdichtung anbrachte. Man hat hier einen Vorgeschmack von dem, was

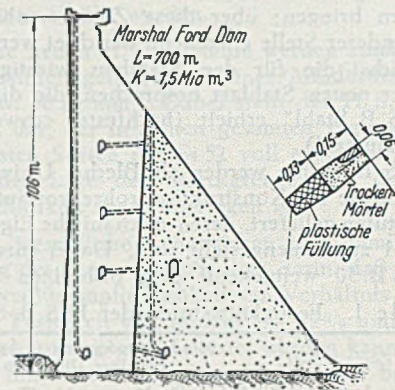


Abb. 17.

man zu erwarten hat, wenn durchlaufende Längsrisse erst einmal ihren Weg zur Außenfläche gefunden haben werden. Bekanntlich wandern die Risse so langsam, daß ein Menschenalter darüber vergehen kann, bevor sie an der Außenfläche sichtbar werden. (Fortsetzung folgt.)

## Eine neue Stahlart für den Groß-Stahlbau.

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Hermann Schulz, Dortmund.

Die Ausbildung der hochwertigen Baustähle für den Groß-Stahlbau hatte kurz vor dem Kriege einen gewissen Höhepunkt erreicht: Der von den deutschen Hüttenwerken in Fühlungnahme mit den Stahlbenutzern entwickelte St 52 wurde bei zweckentsprechender Herstellung und Behandlung den Anforderungen gerecht, die insbesondere im Brückenbau an einen hochwertigen Baustahl gestellt wurden. Die hohe Streckgrenze wurde (bei einem aus schweißtechnischen Gründen mit 0,20 % nach oben begrenzten Kohlenstoffgehalt) durch Legieren erzielt, wobei — unterschiedlich bei den einzelnen Arten — sowohl Mangan und Silizium erheblich über das im unlegierten Stahl vorliegende Maß hinaus erhöht, als auch besondere Legierungsmetalle (Kupfer, Chrom, Molybdän) zugesetzt wurden. Diese Erhöhungen bzw. Zusätze mußten mit Vorsicht bemessen werden, da ein Zuviel jedes der Legierungsmetalle sich in irgendeiner Weise nachteilig auswirkte. Untersuchungen — insbesondere auch noch während des Krieges — zeigten des weiteren, daß in vielen Fällen beim St 52 zur Vermeidung von Versprödungserscheinungen bzw. von verformungslosen Brüchen eine besondere metallurgische Behandlung beim Erschmelzen oder ein Glühen erforderlich, zum mindesten zweckmäßig ist.

Eine Entwicklung über diese Lage hinaus fand auch im Auslande nicht statt, wo zum größten Teil dem deutschen St 52 entsprechende oder ähnliche Zusammensetzungen für hochfeste Baustähle eingeführt wurden.

Von den Benutzern wurde als nachteilig empfunden, daß die Zusammensetzung des St 52 nicht einheitlich war, da die verschiedenen Hüttenwerke werkseigene Zusammensetzungen ausgebildet hatten und lieferten; allerdings haben sich dadurch bei ordnungsmäßiger Herstellung Schwierigkeiten nicht ergeben. Bei einigen Arten der Zusammensetzung war außerdem die Abhängigkeit der Streckgrenze von der Dicke der Teile reichlich hoch und daher nachteilig.

Im Kriege zwang der Mangel an Legierungselementen zu entsprechenden Einschränkungen, also Änderungen der Zusammensetzung. Als Legierungszusätze waren nur noch

Silizium und Mangan zulässig, die obere Grenze für den Kohlenstoffgehalt mußte daher gelockert werden und im Zusammenhang damit die Mindestforderung für die Streckgrenze bei dicken Abmessungen, insbesondere für den geglühten Zustand erheblich herabgesetzt werden. Versuche nach dem Kriege, durch einen höheren Mangan-gehalt die Streckgrenze wieder zu heben, brachten die Gefahr größerer Schweißempfindlichkeit. Außerdem wird für die deutschen Verhältnisse eine große Sparsamkeit an Legierungsstoffen eine dauernde Forderung bleiben.

In Erkenntnis dieser Problematik wurden vor einiger Zeit bei der Rheinischen Röhrenwerke A.-G. in Mülheim durch Dr.-Ing. F. N e h l Arbeiten eingeleitet mit dem Ziel der Schaffung eines hochwertigen Baustahles etwa mit den Eigenschaften des St 52, wobei aber eine im Verhältnis zur Zugfestigkeit sehr hohe Streckgrenze bei gleichzeitig hoher Schweißempfindlichkeit mit einem geringen Aufwand an Legierungsmetallen mit Sicherheit erzielt werden sollte. Das gesteckte Ziel wurde voll erreicht: Es wurde ein Verfahren ausgebildet, das auf der Grundlage bestimmter, an sich einfacher Maßnahmen bei der Erschmelzung und Warmverformung neuartige Stähle ergibt; in ihnen wird bei einem geringen Aufwand an Mangan und Silizium und unter vollem Verzicht auf sonstige Legierungszusätze ein in dieser Höhe und Gleichmäßigkeit bislang nicht erreichtes günstiges Verhältnis von Streckgrenze zu Festigkeit erzielt. Auch alle übrigen von einem hochwertigen Baustahl verlangten Eigenschaften, wie hohe Zähigkeit, gute Verformbarkeit und Bearbeitbarkeit, sowie insbesondere gute Schweißbarkeit und Schweißempfindlichkeit liegen mindestens in dem gleichen Maße vor, wie bei einem besten St 52, bzw. übertreffen diesen noch. Das Herstellungsverfahren wurde mit Erfolg auch für Stähle niedrigerer Festigkeitsstufen angewandt.

Die Sicherheit in der gleichmäßigen Herstellung und in der Gewährleistung der Gebrauchseigenschaften ist inzwischen durch eine große Anzahl betriebsmäßig hergestellter und von der Deutschen Bundesbahn abgenommener Schmelzen nachgewiesen worden.

Die Wirkung des neuen Verfahrens beruht offenbar darauf, daß durch die besondere metallurgische Behandlung und die Art der Verformung eine Blockierung in den Gleitebenen auftritt, die sich bei der mechanischen Beanspruchung durch Zug usw. bilden und den Stahl zum Fließen bringen; über diese Zusammenhänge wird später an anderer Stelle eingehend berichtet werden. Hier seien zunächst die für den Stahlbau wichtigen Eigenschaften der neuen Stahlart besprochen, die die Bezeichnung „H. S. B. Stahl“ erhielt (hochfester schweißunempfindlicher Baustahl).

Die H. S. B.-Stähle werden als Bleche, Universal- und Profilstahl sowie als Konstruktionsrohre vorläufig in drei Festigkeitsstufen geliefert, deren mechanische Eigenschaften in Tabelle 1 zusammengestellt sind. Dabei entspricht der Stahl H. S. B. 50 weitgehend dem bisherigen St 52; auf

Tabelle 1. Festigkeitsstufen der H. S. B.-Stähle.

Bezeichnung	Zugfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>	Mindest-Streckgrenze in kg/mm <sup>2</sup> bei einer Dicke von			
		< 8 mm	8—16 mm	16—40 mm	> 40 mm
H. S. B. 40	40 bis 50	30	29	28	27
H. S. B. 45	45 bis 55	33	32	31	30
H. S. B. 50	50 bis 60	37	36	35	34

diese Sorte ist daher in den nachstehenden Ausführungen besonders eingegangen. Der Kohlenstoffgehalt der Stähle H. S. B. 40 und H. S. B. 45 liegt unter 0,17 %, der des Stahles H. S. B. 50 unter 0,20 %. Um bei diesen Kohlenstoffgehalten die gewährleistete Mindestfestigkeit zu erreichen, ist bei dem Stahl H. S. B. 50 der Mangangehalt auf 0,8—1,0 % erhöht worden, während er bei den Stählen H. S. B. 40 und H. S. B. 45 in den für unlegierten Stahl üblichen Grenzen bleibt. Der Siliziumgehalt liegt bei dem Stahl H. S. B. 50 unter 0,5 %, bei den weicheren H. S. B.-Stählen unter 0,4 %. Kohlenstoff, Mangan und Silizium liegen also bei den H. S. B.-Stählen so niedrig, daß Härtungserscheinungen beim Schweißen nicht auftreten können und eine hohe Schweißunempfindlichkeit gewährleistet ist.

Wie die Tabelle 1 zeigt, sind die neuen Stähle dadurch ausgezeichnet, daß bei ihnen ein Verhältnis von Streckgrenze zu Zugfestigkeit von mindestens 65 % gewährleistet wird. Abb. 1 und 2 geben in der Form von Häufigkeitskurven die Auswertung der abnahmemaßigen Prüfung von Blechen aus hochfestem Baustahl nach normalisierender Glühung wieder. Es handelt sich um rund 600 Proben aus etwa 50 Schmelzen (3000 t) H. S. B. 50, denen zum Vergleich die Ergebnisse von 670 Proben von üblich erschmolzenen St 52 (Mn-Si-Stahl) gegenübergestellt sind. Abb. 1 bezieht sich auf die Zugfestigkeit,

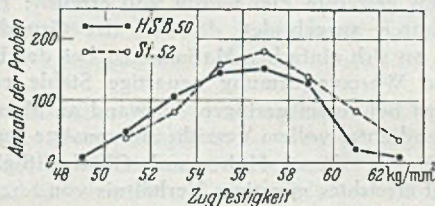


Abb. 1. Häufigkeit der Zugfestigkeit.

Abb. 2 auf die Streckgrenze. Bei der Zugfestigkeit liegt das Streugebiet beim St 52 in der hinlänglich bekannten Weise zwischen etwa 51 und 63 kg/mm<sup>2</sup>; bei dem Stahl H. S. B. 50 hat das Streugebiet etwa die gleiche Breite, ist aber zu etwas tieferen Werten verschoben; dies hat seinen Grund darin, daß bei seiner Herstellung bewußt auf eine Mindestfestigkeit von nur 50 kg/mm<sup>2</sup> hingearbeitet wird, da auch dann mindestens die gleiche Streckgrenze wie bei St 52 gewährleistet wird. Im übrigen hat die geringere Zugfestigkeit keinerlei Nachteile, sie kann sich bei der Bearbeitung und beim Schweißen nur günstig auswirken. Abb. 2 läßt deutlich erkennen, daß trotz der etwas ge-

ringeren Zugfestigkeit der H. S. B. 50 eine erheblich höhere Streckgrenze erreicht als der St 52. Diese Überlegenheit kommt besonders deutlich zum Ausdruck in Abb. 3, in

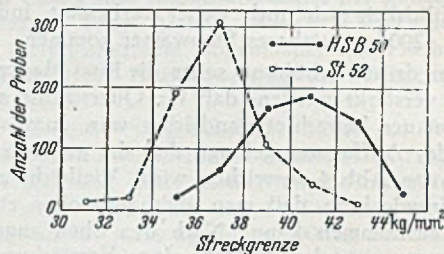


Abb. 2. Häufigkeit der Streckgrenze.

der für die gleichen Proben das Verhältnis von Streckgrenze zu Zugfestigkeit ausgewertet ist. Dies Verhältnis liegt bei St 52 zwischen etwa 57 und 72 %, mit einem

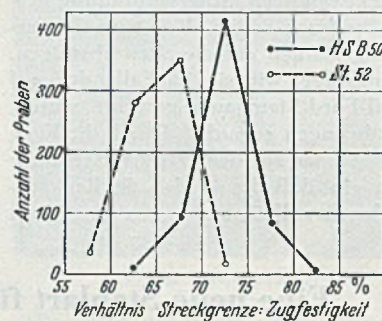


Abb. 3. Häufigkeit des Streckgrenzen-Verhältnisses.

Höchstwert der Häufigkeit bei rd. 65 %. Bei dem neuen Stahl liegen aber erst die niedrigsten Werte bei diesem Höchstwert der Häufigkeit vom St 52; das bei diesem nur im Mittel erzielbare Verhältnis kann daher bei H. S. B. 50 als **M i n d e s t**-wert gewährleistet werden; der Höchstwert der Häufigkeit des Streckgrenzenverhältnisses erreicht dagegen bei H. S. B. 50 etwa 73 %.

Die Werte für die Dehnung sind nicht besonders ausgewertet worden; sie entsprach durchaus der des St 52 und wird daher wie bei diesem mit 20 % gewährleistet. In den zahlreich ausgeführten Aufschweißbiegeproben gemäß Reichsbahnvorschrift wurden bei Dicken von 30 mm und darüber beim Bruch Biegewinkel von 90 bis 150 ° erreicht; bei geringeren Dicken naturgemäß entsprechend höhere. Diese Werte kennzeichnen die hervorragende Zähigkeit und Schweißunempfindlichkeit des Stahles H. S. B. 50.

Die besprochenen Eigenschaften werden bei den neuen Sonderstählen sowohl im Walz- wie auch im geglühten Zustand erreicht; es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß irgendeine besondere Wärme- bzw. Vergütungsbehandlung nicht erforderlich ist. Bekanntlich läßt sich die Streckgrenze bzw. das Streckgrenzenverhältnis auch durch ein Vergüten oder ein Fertigwalzen bei niedrigen Temperaturen erhöhen. Wird aber ein derartig behandelter Stahl nachträglich z. B. beim Warmrichten erwärmt, so sinkt das Streckgrenzenverhältnis auf den Normalwert von 55—65 %, während die H. S. B.-Stähle auch nach Glühung, selbst bei langsamer Abkühlung, das hohe Streckgrenzenverhältnis beibehalten. Nur wenn die Glüh-temperatur auf über 1000 ° gesteigert wird, tritt auch bei den H. S. B.-Stählen ein Abfall des Streckgrenzenverhältnisses unter 65 % ein. Diese Tatsache ist aber praktisch nicht von Bedeutung, da derartig hohe Temperaturen beim Warmrichten usw. nicht in Frage kommen. Diese Unempfindlichkeit des hohen Streckgrenzenverhältnisses gegen Wärmebehandlung ist auch deshalb von Wichtigkeit, weil Bauelemente mit geringen Dicken, wie kleine Profile, dünnwandige Rohre usw. meist auf Grund der Verformungsbedingung (niedrige Walzendtemperatur) ein hohes Streckgrenzenverhältnis aufweisen. Beim Erwärmen, z. B. Warmrichten in der Werkstatt und auf der Baustelle sinkt aber das Streckgrenzenverhältnis wieder auf den normalen niedrigen Wert, wobei es aber bei den H. S. B.-Stählen keinesfalls unter den Garantiewert fällt. Man hat

daher die Gewähr, daß die der Berechnung zugrunde gelegte Streckgrenze auch in den nachträglich erwärmten Zonen nicht unterschritten wird.

Die Bedeutung dieser neuen Entwicklung für die hochwertigen Baustähle nach Art des St 52 liegt auf der Hand. Aber auch die beiden weicheren Sorten H. S. B. 40 und 45 dürften im Groß-Stahlbau Beachtung beanspruchen. Den Bestrebungen, einen Stahl zu verwenden, der in seiner Beanspruchbarkeit zwischen dem St 37 und St 52 liegt, kommt der H. S. B. 45 besser entgegen als irgend-einer der bisher für diesen Zweck vorgeschlagenen Stähle, und der H. S. B. 40 mit seiner dem St 37 voll entsprechenden Verformbarkeit und Zähigkeit bei einer gewähr-leisteten Streckgrenze von 27 kg/mm<sup>2</sup>, auch bei den dick-ten Abmessungen, stellt einen neuen Werkstoff dar, der zu Überlegungen hinsichtlich eines technisch und wirt-schaftlich günstigen Einsatzes reizt.

#### Zusammenfassung.

1. Es ist gelungen, eine neue Art von Stählen, ins-besondere für die Verwendung im Groß-Stahlbau, zu

entwickeln, die ihre günstigen Gebrauchseigenschaften durch eine besondere metallurgische Behandlung und durch Einhaltung bestimmter Verformungsbedingungen ohne Benutzung von Legierungsmetallen erlangen; nur der Mangan- und Siliziumgehalt muß bei den festeren Sorten etwas erhöht werden.

2. Diese neuen H. S. B.-Stähle werden zunächst in drei Festigkeitsstufen geliefert mit einer Mindestfestigkeit von 40, 45 bzw. 50 kg/mm<sup>2</sup>. Dabei stellt der H. S. B. 50 einen Werkstoff dar, der in seinen gesamten Eigenschaften den bisher besten Sorten des St 52 voll entspricht, ihnen hin-sichtlich der Lage der Streckgrenze und der Schweiß-unempfindlichkeit sogar überlegen ist.

3. Das wesentliche Kennzeichen und damit die große Bedeutung der neuen Stahllart liegt darin, daß bei ihr eine hohe Schweißunempfindlichkeit, ein Verhältnis von Streck-grenze zu Festigkeit von mindestens 65 % und damit eine höhere Streckgrenze gewährleistet werden kann, wobei die Dehnung mindestens die gleiche bleibt wie bei den nor-malen Stählen entsprechender Zugfestigkeit.

## Baggerungen in Fels und Sprengtrümmern bei Hafenbauten.

Von Baurat a. D. Friedrich Frank, Ulm.

Im Rahmen des Ausbaus von Hafenanlagen in den Jahren 1936 bis 1944 mußten zur Erreichung genügend tiefer Hafenbecken bzw. Schiffsliegeplätze sowie zur Vor-bereitung des Untergrundes für Molenbauten umfang-reiche Baggerarbeiten ausgeführt werden. Gleichzeitig mußten wesentliche Mengen Trümmer aus gesprengtem Beton, Stahl und Werkstein zerstörter Hafenanlagen be-seitigt werden.

Der Untergrund, in dem gebaggert wurde, bestand aus fest gewachsenem Gestein, das den geologischen Forma-tionen des oberen Buntsandsteins und des unteren Muschelkalks angehört. Die Buntsandsteine bestehen aus tonreichen, stark kalkhaltigen Sandsteinen mit gipsführen-den Tonen und Mergeln von erheblicher, aber stark wechselnder Festigkeit. Die Muschelkalke sind aus schie-rigen, tonigen grauen, roten und gelben Tonen zusamen-gesetzt, die ebenfalls gipsführende graue Tone und Mergel enthalten. Diese Schichten sind durchschnittlich etwas fester als die des oberen Buntsandsteines.

Bei früheren Baggerarbeiten an der gleichen Baustelle wurden Eimerbagger mit besonderen Felseimern ver-wendet, mit denen gute Erfahrungen gemacht worden sind. Bei besonders harten Stellen sind Taucher zum Sprengen des Gesteins zu Hilfe genommen worden.

Bei den im Jahre 1936 neu angelaufenen, sehr umfang-reichen Arbeiten wurden mit Rücksicht auf die guten Er-fahrungen für die Felsbaggerungen wieder Eimerbagger verwendet. Außerdem wurden für die Baggerarbeiten zwei große Schwimmlöffelbagger, wie sie im Ausland üb-lich sind, gemietet (Abb. 1).

Bei den Eimerbaggern handelte es sich um große See-bagger, die zum Baggern im Fels mit besonders konstru-ierten Felseimern ausgerüstet wurden, und deren Bauart bekannt ist. Es sei hier nur noch erwähnt, daß diese Bagger an Stelle von Sandeimern mit 600 l Inhalt Felseimer mit 300 l Inhalt hatten. Letztere hatten besondere auf-genetete und mit Nikotreenstahl verschweißte Schneiden.

Die zum Einsatz gelangten Schwimmlöffelbagger, die in Deutschland, im Gegensatz zum Ausland, wenig bekannt sind, werden im folgenden etwas ausführlicher beschrieben:

An dem großen Baggerponton, der die Kessel- und Maschinenanlage, den schwenkbar gelagerten Löffelstiel und Löffel mit 6 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen trägt, sind vorn an den Seiten und hinten in der Mitte je ein Stützpfahl

eingebaut. Diese Stützpfähle können mittels besonderer Winden auf- und abgefahren werden. Wenn der Bagger an die Arbeitsstelle geschleppt worden ist, werden die bis dahin hochgezogenen Stützpfähle herabgelassen, bis sie auf dem Boden aufstehen. Dann windet sich der Bagger-ponton an den vorderen Stützpfählen etwa 0,40 m hoch,



Abb. 1. Schwimmlöffelbagger beim Aufräumen von Molentrümmern.

so daß er nur noch teilweise schwimmt und die übrige Last auf den Stützpfählen ruht. Dadurch erhält der Bagger so viel Stehvermögen, daß die beim Baggern auf-tretenden Kräfte ohne die bei anderen Bagger-systemen notwendigen Befestigungen mittels Seilen und Ketten ein-wandfrei in den Untergrund eingeleitet werden. Um das Gerät bei der Arbeit voraus zu verholen, werden die beiden vorderen Stützpfähle hochgezogen, der Löffelstiel ganz ausgefahren und der Löffel auf dem Untergrund abgesetzt. Bei Betätigung der Löffelstielwinde wird dann nicht mehr der Löffel eingeholt, sondern der ganze Bagger bewegt sich vorwärts. Der hintere Pfahl schleift dabei nach. Steht bei diesem Vorgang der Bagger noch auf einem vorderen Stützpfahl, dann erfolgt gleichzeitig eine entsprechende Schwenkung, die durch Betätigung der Löffelschwenkwinde noch verstärkt werden kann. Der Bagger verfügt so an der Arbeitsstelle über eine gute Beweglichkeit. Die Steuerung der verschiedenen Maschi-nen und Winden geschieht mittels Preßluft von zwei Führerständen aus. Für Baggerungen in weicherem Unter-

grund können an den Stützpfehlen sog. Schuhe angebracht werden, die bei entsprechender Breite ein Einsinken des belasteten Stützpfehls verhindern.

Die Schwimmlöffelbagger sind auf Grund ihrer besonderen Konstruktion sehr für den Einsatz in noch ungeschützten Gewässern bzw. Hafenbecken geeignet. Da sie beim Arbeiten teilweise auf ihren Stützpfehlen ruhen, sind sie bei Seegang unempfindlicher und können länger arbeiten. Die Arbeitsgrenze wird jedoch meistens nicht durch das Liegen des Baggers allein, sondern durch das Nebeneinanderliegen von Bagger und Baggerschute bedingt; bei Seegang können die Baggerschuten leicht beschädigt werden. Günstig ist auch, daß die Schwimmlöffelbagger nach stürmischem Wetter verhältnismäßig schnell vom ruhigen Hafenliegeplatz an den Arbeitsplatz verholt und ohne langwieriges Ausbringen von Befestigungstrossen kurzfristig eingesetzt werden können. Beim Baggern im Hafenbecken ist bei starkem Hafenbetrieb von Vorteil, daß die Schwimmlöffelbagger ohne Haltetrossen arbeiten. In Tidehäfen müssen diese Bagger während längerer Betriebspausen (nachts) auch bei gutem Wetter in den Hafen geschleppt und dort mit hochgezogenen Stützpfehlen an einem Liegeplatz festgemacht werden, da sie sonst immer zur Betätigung der Stützpfehle mit einer Wache unter Dampf sein müßten. Auch bei vorsichtigem Arbeiten mit dem Bagger setzt der schwere Löffel oft hart auf die Baggerschuten auf, was leicht zu Schäden führen kann; die vom Löffel beim Baggern in Fels und besonders in schweren Trümmern oft losgerissenen großen Stücke können leicht die Klappeneinrichtungen der Schuten beschädigen. Diese erfordern deshalb einen besonderen Schutz. Die Bagbertiefe der Schwimmlöffelbagger reichte bis etwa 12 m Wassertiefe.

Die schweren Eimerbagger erwiesen sich auch in den anfänglich noch wenig geschützten Hafenbecken als deutlich. Der Umstand, daß diese Bagger ohne Stützpfehle arbeiten, war für das Aufhören mit Baggern bei Dünung nicht entscheidend, da, wie bereits ausgeführt, bei den Schwimmlöffelbaggern bei Seegang die Schuten nicht mehr am Bagger liegen konnten. Die Eimerbagger blieben nachts an der Baggerstelle liegen. Sie haben praktisch immer am Arbeitsplatz gelegen, wenn sie nicht wegen Reparaturen bei längerem schlechten Wetter in geschütztere Hafenteile verholt wurden. Bei schlechterem Wetter sind besondere Sturmleinen ausgebracht worden. Die Vor- und Achterleinen hatten einen Umfang von 12 cm, die Leinen für die Seitenketten einen solchen von 10 cm. Auch beim Felsbaggern mit Eimerbaggern ist ein besonderer Schutz der Klappenketten notwendig. Wenn die Eimerleiter dieser Bagger heruntergesetzt wird, können sie bis zu 20 m Tiefe baggern. Dazu war bei den vorgelegenen Arbeiten jedoch keine Möglichkeit.

Für die Aufräumungsarbeiten an den zerstörten Hafenanlagen waren die Schwimmlöffelbagger besonders geeignet. Trümmer bis zu 40 t Gewicht und schwere Stahlträger würden ohne besondere Mühe beseitigt. Nur mit diesen beiden Geräten war es möglich, daß diese umfangreichen und sehr schwierigen Arbeiten in einer verhältnismäßig kurzen Zeit ausgeführt werden konnten. Da diese Geräte Feinarbeit nicht leisten können, standen zum Nacharbeiten noch zwei 20 t - Schwimmkräne zur Verfügung. Diese wurden als Greifbagger und als Krane bei den Tauchern, die besonders sperrige Teile alter stählerner Molensenkästen beseitigen mußten, eingesetzt. Es wurde mit Schalen-, Zahn- und Polypgreifer gearbeitet. Alle diese Greifer, auch die Polypgreifer, die hauptsächlich zur Beseitigung von 10 t-Betonblöcken dienen sollten, waren für diese äußerst groben Arbeiten nicht besonders geeignet. Insgesamt sind rd. 285 000 m<sup>3</sup> Sprengtrümmer geräumt worden.

Für die Baggerungen zur Vertiefung der Hafenbecken waren ursprünglich nur die Eimerbagger vorgesehen. Nach

Beendigung der umfangreichen Aufräumungsarbeiten an den gesprengten Hafentmolen und Ufermauern wurden zur Beschleunigung der Felsbaggerarbeiten auch noch die Schwimmlöffelbagger eingesetzt. Bei diesen Baggerungen im anstehenden gewachsenen Fels war das Arbeiten beider Baggersysteme durch die schon eingangs erwähnte stark wechselnde Härte sehr schwierig. Besonders schwierig war diese Arbeit für die Löffelbagger, welche ihren Löffel vor jedem Hub auf die vorgeschriebene Tiefe einstellen mußten. Die Nachpeilungen der gebaggerten Flächen haben ergeben, daß sich mit Eimerbaggern die planmäßigen Tiefen erheblich leichter und gleichmäßiger einhalten lassen. Bei den Schwimmlöffelbaggern kam es nicht selten vor, daß im weicherem Gestein zu tief, im härteren Gestein zu flach gebaggert worden war. Die Mitwirkung von Tauchern zur vorbereitenden Sprengung besonders harten Gesteins war bei den Schwimmlöffelbaggern häufiger notwendig als bei den Eimerbaggern. Es kann gesagt werden, daß bei dem angetroffenen Gestein die Eimerbagger den Schwimmlöffelbaggern etwas überlegen waren und vorgezogen wurden.

Besondere Erwähnung verdient noch, daß die Eimerbagger sich für die Schaffung eines guten Planums für die Molenbauten in Block- oder Senkkastenbauweise bei dem felsigen Boden sehr gut bewährt haben und die Gründung dieser Bauwerke auf dem so vorbereiteten Untergrund erheblich erleichtert wurde. Schwimmlöffelbagger arbeiten für solche Zwecke viel zu grob.

Wegen der stark wechselnden Festigkeit des Gesteins schwankten die Baggerleistungen erheblich. Sie lagen zwischen 100 und 1200 m<sup>3</sup> in einer Schicht von 12 Stunden. Bei der sehr ungleichmäßigen Beanspruchung der Maschinenanlagen hat sich bei beiden Baggersystemen der Dampftrieb besonders bewährt. Es kam vor, daß bei besonders hartem Gestein die Eimerkette der Bagger stehen blieb, das Baggerschiff sichtbar eintauchte, bis der Druck der Eimerschneide auf den Fels so groß war, daß dieser losgerissen wurde.

Insgesamt sind 1 265 000 m<sup>3</sup> Fels (lose gemessen) gebaggert worden. Die Kosten für 1 m<sup>3</sup> betragen rd. 5 RM.

Das Baggergut wurde zum größten Teil an geeigneten Stellen in die See verklappt. Ein erheblicher Teil des Felsbaggergutes, das nicht besonders hart war, wurde als rd. 30 cm starke Schicht auf dem aus Seesand aufgespülten neuen Hafengelände aufgebracht, zunächst, um den Sandflug zu verhindern. Das Gestein hat die Eigenschaft, an der Luft unter dem Einfluß der Witterung ziemlich rasch zu zerfallen; nach 2—4 Jahren bildete sich eine gute Krume für eine Grasnarbe. Versuche haben ergeben, daß, wenn das aufgebraute Gestein mehrfach geeget, gewalzt, mit Kunstdünger und Torfmull verbessert und schließlich eingesät wird, bereits nach einem Jahr eine Grasnarbe entsteht.

Abschließend kann gesagt werden, daß die Schwimmlöffelbagger sich bei dem Aufräumen der besonders schweren und vielfältig zusammengesetzten Trümmer sehr gut bewährt haben, während die Eimerbagger für die Baggerungen im Fels geeigneter waren. Mit den Schwimmlöffelbaggern können allerdings auch andere Arbeiten ausgeführt werden, was sie vielseitiger macht. So wurden einzeln bei Bergungen mit diesen Baggern Lasten bis 100 t Gewicht angehoben. Beim Fehlen größerer Schwimmkräne ist auf abgelegenen Baustellen dieser Vorteil nicht zu unterschätzen, wenn auch die Ausladung und die Hubhöhe der Geräte nicht besonders groß sind.

Die Schwimmlöffelbagger sind von dem Unternehmer vorgehalten worden. Da bei der Eigenart der Arbeitsverhältnisse eine Abrechnung nach Leistung nicht möglich war, war ein Mietvertrag abgeschlossen worden. Die Eimerbagger gehörten der Bauverwaltung, ebenso der größte Teil der Baggerschuten und der Schlepper.

## Zur Berechnung von Brückenfahrbahnen als Trägerroste.

Von Obering. Fritz Wansleben, Rheinhausen.

Im allgemeinen ist es üblich, das aus Querträgern und durchlaufenden Längsträgern bestehende Tragwerk einer Brückenfahrbahn so zu berechnen, als seien die Längsträger gelenkig an die Querträger angeschlossen. Zwecks Berücksichtigung der Kontinuität vermindert man das Feldmoment  $M_0$  der Längsträger um einen gewissen Bruchteil und wählt einen anderen Anteil von  $M_0$  als Stützmoment.

Diese vereinfachte Art der Berechnung ist jedoch nur dann ausreichend, wenn die Abstände der Querträger nicht viel kleiner als ihre Stützweite sind. Weicht man von den Regelverhältnissen ab, indem man beispielsweise verhältnismäßig schwache Querträger in geringem Abstand anordnet und die Längsträger zwecks ausreichender Lastverteilung kräftig ausbildet, dann ist man genötigt, das Fahrbahntragwerk als zweiseitig gelagerten Trägerrost von großer Länge zu berechnen.

Das statische Problem des seitenparallelen Trägerrostes ist schon mehrfach und ausführlich behandelt worden [1], doch befassen sich diese Arbeiten vorzugsweise mit dem wichtigen, im Brückenbau oft vorkommenden Sonderfall der durch lastverteilende Querträger miteinander verbundenen Trägergruppe. Da sich die hierauf zugeschnittenen Berechnungen für die Untersuchung der hier betrachteten Trägerroste wenig eignen, soll nachstehend eine den besonderen Bedingungen angepaßte Berechnungsart entwickelt werden. Hierbei ist die Möglichkeit zu berücksichtigen, daß die Fahrbahn im Zusammenhang mit den Brückenhauptträgern durch Längskräfte beansprucht wird.

Die Berechnung erfolgt derart, daß wir den beliebigen Belastungszustand in mehrere einfach zu behandelnde Teilbelastungen zerlegen. Zuerst scheiden wir die über den ganzen Rost gleichmäßig verteilte Belastung von den örtlich wirkenden Lasten. Die Behandlung der gleichmäßigen Belastung ist sehr einfach, weil für sie die lastverteilende Wirkung des Trägerrostes nicht in Erscheinung tritt. Bei den örtlichen Belastungen denken wir uns zunächst den Rost an allen Trägerkreuzungspunkten als starr gestützt und ermitteln für die sich so ergebenden zwei sich kreuzende Scharen von durchlaufenden Trägern die Biegemomente und Auflagerdrücke. Letztere wählen wir dann entgegengesetzt gerichtet als Lasten für den Trägerrost. Bei der eigentlichen Trägerrostberechnung denken wir uns der Reihe nach jeweils nur einen einzigen Querträger belastet. Zum Schluß ergibt die Überlagerung aller Teilergebnisse das gesuchte Gesamtergebnis.

Um die Rechnung mittels der Differenzenrechnung durchführen zu können, setzen wir folgendes voraus:

Bei den Querträgern: gleiche Stützweite  $l$ , gleichen Abstand  $a$ , gleichen und gleichbleibenden Biegesteifigkeitswert  $J_0$ .

Bei den Längsträgern: gleichen Abstand  $b = l/n$ , gleichen Biegesteifigkeitswert  $J$ , gleiche Längskraft  $S$ .

Die Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit bei den Querträgern ist zwar grundsätzlich nicht notwendig, vereinfacht jedoch die Rechnung erheblich. Wir wählen  $J_0$  so, daß der idealisierte Querträger unter der gleichen Belastung die gleiche Durchbiegung aufweist, wie der zur Ausführung gelangende Querträger mit veränderlicher Biegesteifigkeit.

Zwecks Durchführung der Rechnung numerieren wir die Längsträger von einem Querträgerende beginnend mit  $1, 2, 3 \dots i \dots n-1$ . Dem jeweils belasteten Querträger geben wir die Nummer  $0$  und bezeichnen von hier ausgehend die andern Querträger nach rechts mit  $1, 2, 3 \dots k \dots$  und nach links mit  $1', 2', 3', \dots k' \dots$ . Der Kreuzungspunkt des Längsträgers  $i$  mit dem Querträger  $k$  erhält das Kennzeichen  $ik$ . Seine elastische Senkung ist  $y_{ik}$ . Die auf den Querträger  $0$  in den verschiedenen Kreuzpunkten

einwirkenden Lasten wollen wir mit  $P_i$  benennen. Der Auflagerdruck des Längsträgers  $i$  auf den Querträger  $k$  sei  $N_{ik}$ . Am Kreuzpunkt  $i0$  wirkt demnach die Gesamtkraft  $K_i = P_i + N_i$ .

Wir betrachten zuerst den belasteten Querträger  $0$ . Für ihn besteht zwischen den Biegemomenten  $B_{i-1}$ ,  $B_i$  und  $B_{i+1}$  und der Kraft  $K_i$  die Gleichgewichtsbedingung

$$\Delta^2 B_i = -b K_i \quad (1)$$

und zwischen den angegebenen drei Momenten und den Senkungen  $y_{i-1}$ ,  $y_i$  und  $y_{i+1}$  die aus der Clapeyron-Gleichung bekannte Bedingung für den stetigen Verlauf der Biegelinie

$$\Delta^2 y_i = \frac{-b^2}{6 E J_0} (\Delta^2 + 6) B_i \quad (2)$$

Setzen wir darin Gl. (1) ein und kürzen ab

$$\frac{b^2}{6 E J_0} = \beta,$$

dann lautet Gl. (2)

$$\Delta^2 y_i = \beta (b K_i - 6 B_i).$$

Nehmen wir hiervon die zweite Differenz

$$\Delta^4 y_i = \beta (b \Delta^2 K_i - 6 \Delta^2 B_i)$$

und beachten in dem Klammersausdruck wieder Gl. (1), dann erhalten wir die für den Querträger gültige Differenzgleichung

$$\Delta^4 y_i = b \beta (\Delta^2 + 6) K_i \quad (3)$$

Zur Lösung dieser Gleichung entwickeln wir die Kräfte  $K_i$  nach harmonischen Gruppenlasten  $K^r = P^r + N^r$  der verschiedenen Stufen  $r = 1, 2, 3 \dots n-1$  derart, daß ist

$$K_i = \sum_{r=1}^{n-1} (P^r + N^r) \sin \frac{r\pi}{n} i \quad (4)$$

Hierin ist die Gruppenlast  $r$ -ter Stufe

$$P^r = \frac{2}{n} \sum_{i=1}^{n-1} P_i \sin \frac{r\pi}{n} i \quad (5)$$

Für jede dieser harmonischen Gruppenlasten besteht dann eine Lösung

$$y_i^r = y^r \sin \frac{r\pi}{n} i = b \beta (P^r + N^r) \frac{6 - \omega_r^2}{\omega_r^4} \cdot \sin \frac{r\pi}{n} i \quad (6)$$

Der Wert  $\omega_r = 2 \sin \frac{r\pi}{n}$

wächst mit  $r$ . Wir erkennen, daß  $y^r$  mit wachsendem  $r$  schnell klein wird.

Mit der Abkürzung

$$b \beta \frac{6 - \omega_r^2}{\omega_r^4} = \varphi_r$$

können wir Gl. (6) auch schreiben

$$y_i^r = \varphi_r (P^r + N^r) \quad (7)$$

In gleicher Weise ergibt sich für den beliebigen unbelasteten Querträger  $k$

$$y_k^r = \varphi_r N_{ki}^r \quad (7a)$$

so daß wird  $y_{ki}^r = y_k^r \sin \frac{r\pi}{n} i = \varphi_r N_{ki}^r$ .

Um das Biegemoment im belasteten Querträger zu ermitteln, setzen wir  $K_i$  aus Gl. (4) in Gl. (1) ein und finden durch zweimalige Summation

$$B_i = \sum_{r=1}^{n-1} B_i^r = b \sum_{r=1}^{n-1} \frac{P^r + N^r}{\omega_r^2} \sin \frac{r\pi}{n} i = b \sum_{r=1}^{n-1} \frac{P_i^r + N_i^r}{\omega_r^2} \quad (8)$$

Für den unbelasteten Querträger  $k$  wird dementsprechend



## Bau eines Trockendocks im Hamburger Hafen\*.

Von Dr.-Ing. Philipp Ebert, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann KG., München.

Im Jahre 1936 trat eine Hamburger Werft erstmalig an die Firma Dyckerhoff & Widmann KG. wegen des Bau eines Trockendocks mit bis dahin in Europa nicht ausgeführten Abmessungen heran. Das Dock sollte 60 m Breite, eine Wassertiefe von 9 m über den Kielstapeln bei MHW, also eine Gesamttiefe von 14,5 m vom Gelände

zunächst aufgegeben und erst ein Jahr später plötzlich wieder in Angriff genommen und nun mit größter Beschleunigung begonnen werden sollte. In der Zwischenzeit war die Bauaufgabe weiter durchdacht worden, so daß 1938 in kürzester Zeit ein alle wesentlichen Merkmale der endgültigen Ausführung tragender Entwurf vorgelegt werden konnte, der dann die Zustimmung der Werft sowie der die Finanzierung übernehmenden staatlichen Stellen fand.

### Übersicht über die Bauaufgabe.

Aus dem Lageplan Abb. 1 ergibt sich, daß freies Gelände für die Inangriffnahme der Bauarbeiten kaum zur Verfügung stand. Auf dem Gelände befand sich ein altes Hafenbecken, der sogenannte „Schanzengraben“ mit einem Zweigbecken, das Gelände des Hamburger Staatszimmerplatzes, der noch in vollem Betrieb war und für den ein Ersatz erst geschaffen werden mußte, die Werfthalle I mit der Spantenbiegerei, Kaimauern, Kranfundamente, Anlegestellen, Wohngebäude und dergleichen. Da das Dock in offener Baugrube unter Grundwasserabsenkung hergestellt werden sollte, mußte gleichzeitig mit dem Abbruch der vorhandenen Bauwerke ein

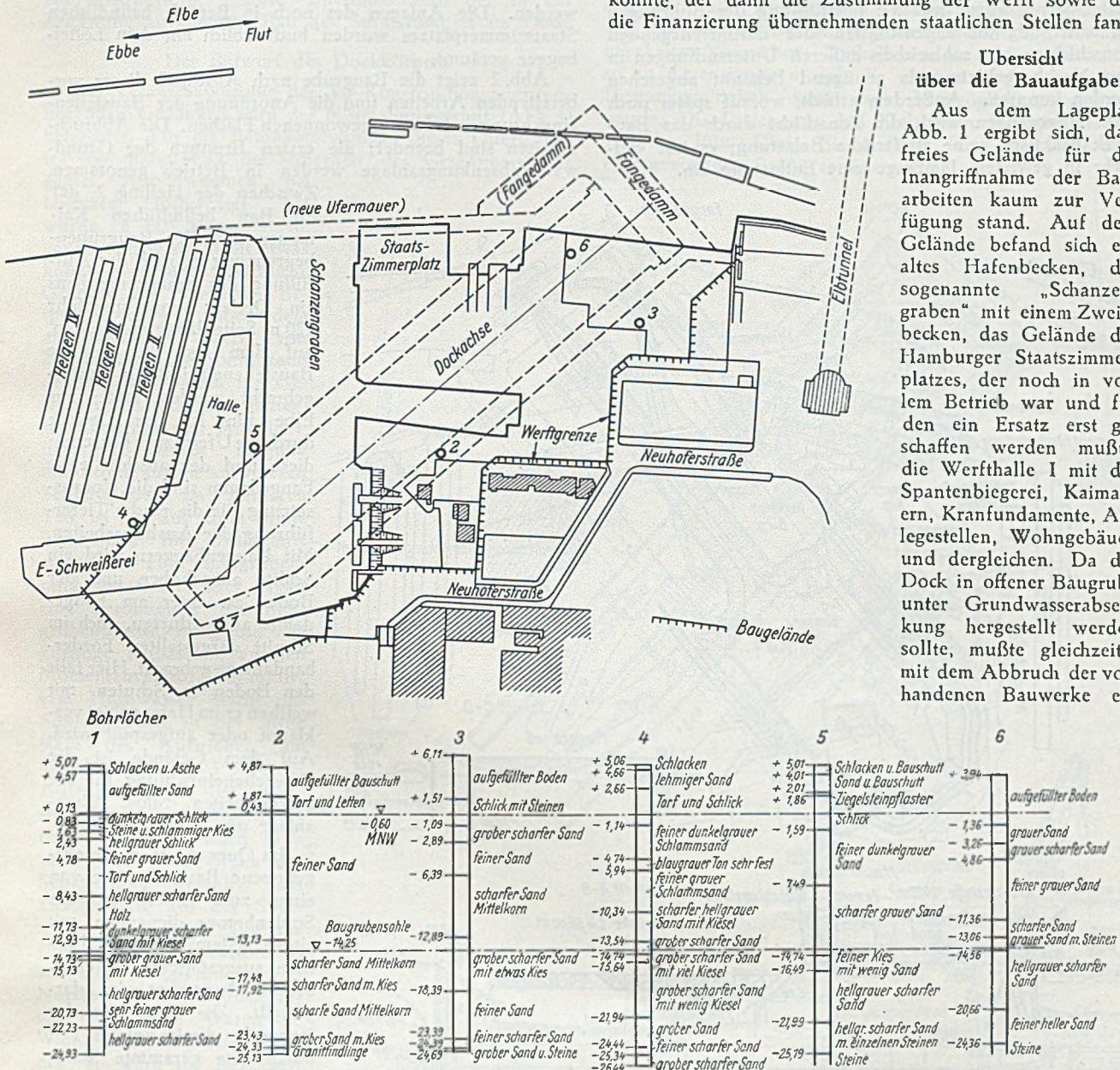


Abb. 1. Lageplan und Bohrergebnisse

bis Oberkante Sohle erhalten; die Nutzlänge sollte im Endzustand 350 m erreichen. Wegen der Platzknappheit auf dem Werftgelände wurde für den Anfang nur eine Nutzlänge von 320 m ausgebaut, die Erweiterungsmöglichkeit war vorzusehen. Als Unterlage wurde lediglich ein Lageplan mit eingetragenen Umrisen übergeben. Die Baustelle befand sich mitten im Hamburger Hafengebiet, z. T. auf Werftgelände, am Südufer der Elbe in unmittelbarer Nähe des Elbtunnels. Ein Vorentwurf diente als Grundlage für die weitere Behandlung des Projektes, das aber

Abschluß nach der Elbe hin geschaffen werden. Im westlichen Teil wurde deshalb eine im endgültigen Zustand als Ausrüstungskai dienende Ufermauer errichtet, an welche sich ein Fangedamm anschloß, da das Dock mit seiner einen Seitenmauer um ein beträchtliches Stück über die Uferlinie in den Fluß hinausragte. Die schräge Lage ergab sich aus den nautischen Bedingungen beim Ein- und Ausdocken der Schiffe. Östlich schloß sich an den Fangedamm wieder eine kurze Ufermauer bis in die Gegend des Elbtunnels an. Die dargestellten Bohrergebnisse zeigen in den oberen Schichten — entsprechend der früheren vielseitigen Bautätigkeit auf diesem Gelände —

\* Nach einem Vortrag, gehalten auf der 50. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Wiesbaden am 7. April 1949.

ein buntes Bild. Aufgespülte Sandschichten wechseln mit Moor, Schlick und Kleiboden. Von einer Tiefe ab, die etwa der Oberkante der späteren Docksohle entsprach, nämlich -8, war bis zur Tiefe -25 im wesentlichen reiner Fein- und Mittelsand vorhanden; darunter folgte eine Geröllschicht als Übergang zu diluvialen Tonschichten von großer Mächtigkeit. Bei den vorgenommenen Bohrungen gelang es trotz großen Durchmessers nicht, mit normalen Geräten durch die über der Tonschicht vorhandene grobe Blockschicht hindurchzukommen. Zur Zeitersparnis wurde auf die Fortführung der Bohrungen verzichtet, da die Eigenschaften der darunterliegenden Tonschichten aus zahlreichen anderen Untersuchungen in den Nachbargebieten als genügend bekannt angesehen werden konnten. Außerdem erhielt, worauf später noch kurz eingegangen wird, die Tonschicht durch das Bauwerk praktisch keine zusätzliche Belastung; es trat vielmehr in gewissem Umfange eine Entlastung ein.

Quadratmeter unberührt. Der geringe für die eigentliche Baustelleneinrichtung benötigte Platz mußte erst im Verlauf dieser ersten Erdarbeiten geschaffen werden; es war nicht einmal möglich, dort Materialien für die Baustelleneinrichtung und Baustoffe zu lagern. Hierzu wurde zum Teil eine auf dem Wasser liegende Schutenflotte, zum Teil ein über 1 km entfernter Lagerplatz benützt. Auf dem Werftgelände selbst konnte nicht die geringste Lagerungsmöglichkeit geschaffen werden; das Baugelände mußte sofort durch einen Zaun vom Werftbetrieb gänzlich getrennt werden. Die Anlagen des noch in Betrieb befindlichen Staatszimmerplatzes wurden buchstäblich mit dem Löffelbagger geräumt.

Abb. 2 zeigt die Baugrube nach Abschluß dieser vorbereitenden Arbeiten und die Anordnung der Baustelleneinrichtung auf den so gewonnenen Flächen. Die Abbrucharbeiten sind beendet; die ersten Brunnen der Grundwasserabsenkungsanlage werden in Betrieb genommen.

Zwischen der Helling 2, der im Bau befindlichen Kai-mauer und der Baugrubenbegrenzung ist nach der Auffüllung des Schanzengrabens ein Dreieck von ungefähr 120 m Seitenlänge entstanden, auf dem fast die gesamte Baustelleneinrichtung untergebracht werden muß; zur Elbe hin ist das Dreieck durch die Ufermauer begrenzt; diese und der anschließende Fangedamm sind die Voraussetzung für die rasche Tieferführung der Aushubarbeiten. Mit Raupenbaggern wird ein Schlitz ausgehoben und der Boden zu einer am Fangedamm angeordneten, auch im Schnitt dargestellten Förderbandanlage gebracht. Hier fällt der Boden in Schuten, mit welchen er im Hafengebiet verklappt oder aufgespült wird. Auf dem Gelände ist die Baustelleneinrichtung für die Betonarbeiten, Silos, Mischanlage usw. fertiggestellt.

Im Querschnitt ist die ausgehobene Baugrube, die von einer zum Einbringen des Sohlenbetons dienenden, mit einem System von Förderbändern ausgestatteten Betonierbrücke überspannt wird, dargestellt. Die Sohlbreite der Baugrube, die im unteren Teil durch eine gerammte Stahlspundwand lotrecht begrenzt ist, um Platzbedarf und Aushubmassen einzuschränken,

beträgt 81 m. Der Querschnitt zeigt auch einen Schnitt durch die Anlage zum Ausladen der Baustoffe, die Silos zum Lagern der Baustoffe und die Mischanlage. Im Grundriß nehmen diese Anlagen nur einen kleinen Teil des knappen Raumes ein, weil der Rest noch als Zimmerplatz, Lagerplatz für Bewehrungsstahl und für Schalungs- und Gerüstmaterial sowie für die Aufstellung einiger Bau-baracken dringend gebraucht wird. Nach diesen Vorbereitungen war es möglich, wie im folgenden näher erläutert werden wird, die Betonmassen des Dockkörpers in etwa 15 Monaten einzubringen. Gleichzeitig lief die Hinterfüllung der Seitenwände mit einem Teil des gewonnenen Aushubs

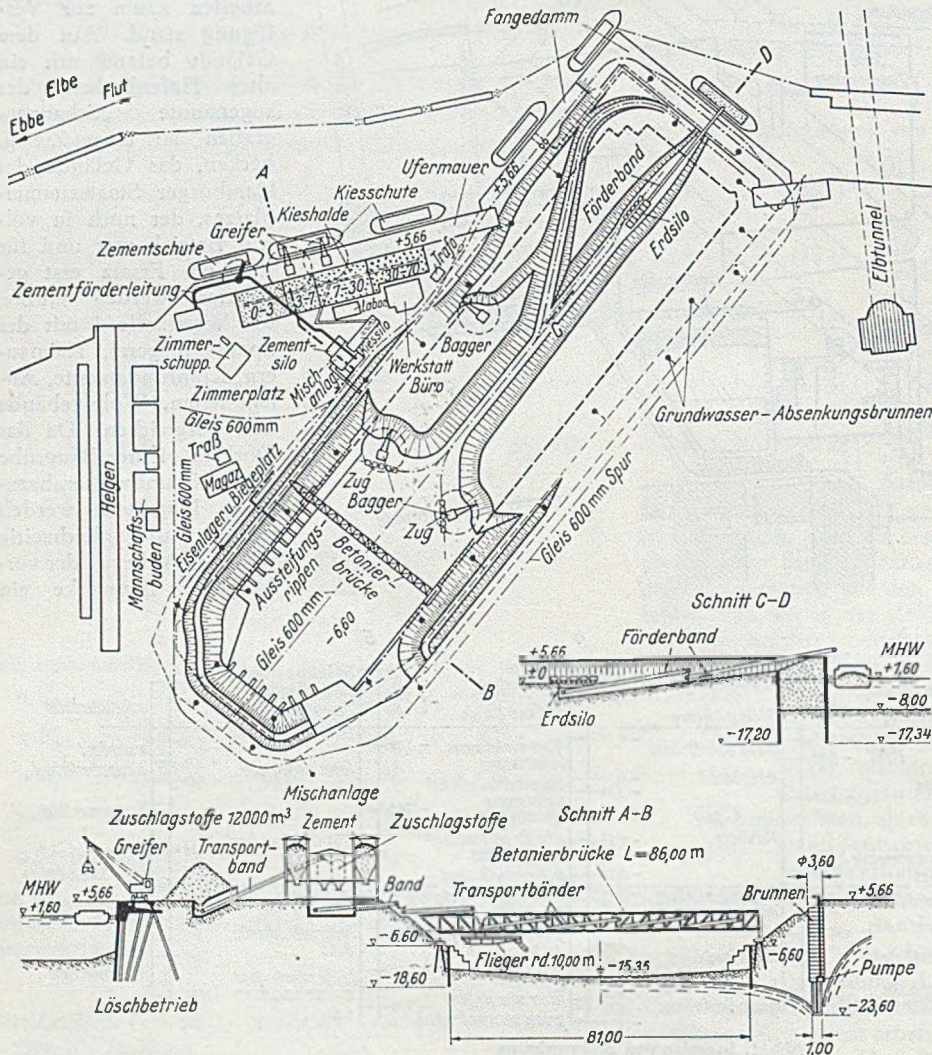


Abb. 2. Baugrubenaushub und Baustelleneinrichtung.

Da das Mittelwasser etwa 4-5 m unter dem Gelände liegt, konnten zunächst die im Bereich des Dockes liegenden Geländeabschnitte nach dem Abbruch der Hochbauten im Trockenen abgebagert werden; der Aushub wurde dazu benützt, den vorderen Teil des Schanzengrabens, wo der Abschluß nach der Elbe hin geschaffen werden mußte, aufzufüllen. Gleichzeitig wurde der Firma Johann Keller, Frankfurt/Main, der die Grundwasserabsenkung übertragen wurde, an einigen mit großer Mühe freigemachten kleinen Flächen die Gelegenheit geboten, mit dem Bohren der Brunnen für die Wasserhaltung zu beginnen. Von dem zur Verfügung stehenden Gelände blieben nur wenige



an. Abb. 3 zeigt das fertige Bauwerk; nachdem das Docktor, die Dockpumpe und die Verschlüsse der Einfüllöffnungen montiert und erprobt waren, wurde die Grundwasserabsenkung außer Betrieb genommen und ausgebaut, der Damm zwischen Dock und Fangedamm geflutet und mit dem Ziehen des letzteren begonnen. Auf den von der Baustelleneinrichtung in Anspruch genommenen Flächen sollten Hochbauten für den Werftbetrieb entstehen. Infolge der Kriegsverhältnisse kamen diese jedoch nur teilweise zur Ausführung. Ebenso unterblieb auch der in der Zeichnung angedeutete Bau des Schiffsrumpfes im Dock.

### Der Entwurf des Dockkörpers.

Zur Veranschaulichung der der Konstruktion zugrunde liegenden Gedanken wird der Normalquerschnitt (Abb. 4) betrachtet. Für die Betonabmessungen dieses Querschnittes war maßgebend die Sicherheit des Gesamtbauwerks gegen Aufschwimmen bei höchstem Hochwasser. Sie wurde zu 1,03 angenommen, lag aber in Wirklichkeit etwas höher, weil das tatsächliche Gewicht des bewehrten Betons etwa 4 % über dem angenommenen Wert von  $2,4 \text{ t/m}^3$  lag. Die Sohle kann den Auftrieb durch ihr Gewicht allein nicht ausgleichen, sie überträgt den Auftriebsüberschuß durch Biegung und Schub auf die schwereren Seitenwände; im mittleren Teil ist sie auf 20 m Breite 6,5 m stark. Ihre Unterkante steigt bis zum Baugrubenrand um 2 m. Dies ergab eine Verbilligung der Baugrubenumschließung und eine günstige Anpassung an den Momentenverlauf. Bei mittlerem Hochwasser macht das Sohlengewicht in der Mitte 90 % des Auftriebes, am Wandanschluß 73 % des Auftriebes aus. Bei höchstem Hochwasser lauten die entsprechenden Zahlen 74 % und 59 %. Die Breite der Seitenwände ergab sich zwangsläufig aus der Spurweite des Gleises für die einwandfrei zu fundierenden schweren Wippkräne (40 t Nutzlast bei 40 m Ausladung) mit etwa 12 m. Wären die Wände voll ausgeführt worden, so wäre die Sicherheit gegen Aufschwimmen unnötig hoch gewesen. Es wurde deshalb der Werft vorgeschlagen, in den Seitenwänden Hohlräume anzuordnen und diese für den Betrieb, z. B. als Garderobenräume für Arbeiter, als Magazinräume, Lageräume und dgl. nutzbar zu machen; überdies boten diese ohne nennenswerten Aufwand zu schaffenden Räume einen guten Schutz bei Luftangriffen. In den tatsächlich ausgeführten Räumen konnten 6000 Menschen Schutz finden.

Die nunmehr gegebene Massenverteilung im Querschnitt brachte gewisse Biegemomente in die Sohle, um die Gewichte der Seitenwände nach der Sohlenmitte hin zu übertragen. Die Sohle mußte also als ein 84 m langer, biegeunflexibler und schubfester Träger aus Stahl-

beton hergestellt werden. Auf den ersten Blick mag es vielleicht naheliegend erscheinen, die Sohle etwas stärker zu machen und dadurch die Momente zu verringern. Dies hätte aber Schwierigkeiten bei der Grundwasserabsenkung wegen der über der tieferliegenden Tonschicht verbleibenden geringen Höhe der Sandschicht ergeben. Außerdem wären nur die vom Auftrieb herrührenden Biegemomente verringert worden. Die außerordentlich hohen, der Berechnung zugrunde zu legenden Belastungen aus den Kiel- und Kimmstapeln ergaben indessen Momente von ähnlicher Größenordnung, aber überwiegend mit umgekehrtem Vorzeichen. Deshalb war es richtig, die Sohle so zu dimensionieren, daß die unumgänglich notwendige Biegeunflexibilität konstruktiv bestmöglich ausgenutzt wurde. Die Lasten aus den Kielstapeln betragen bis zu 1200 t je lfdm. Dock. Sie mußten durch die Sohle auf eine genügende Breite verteilt werden.

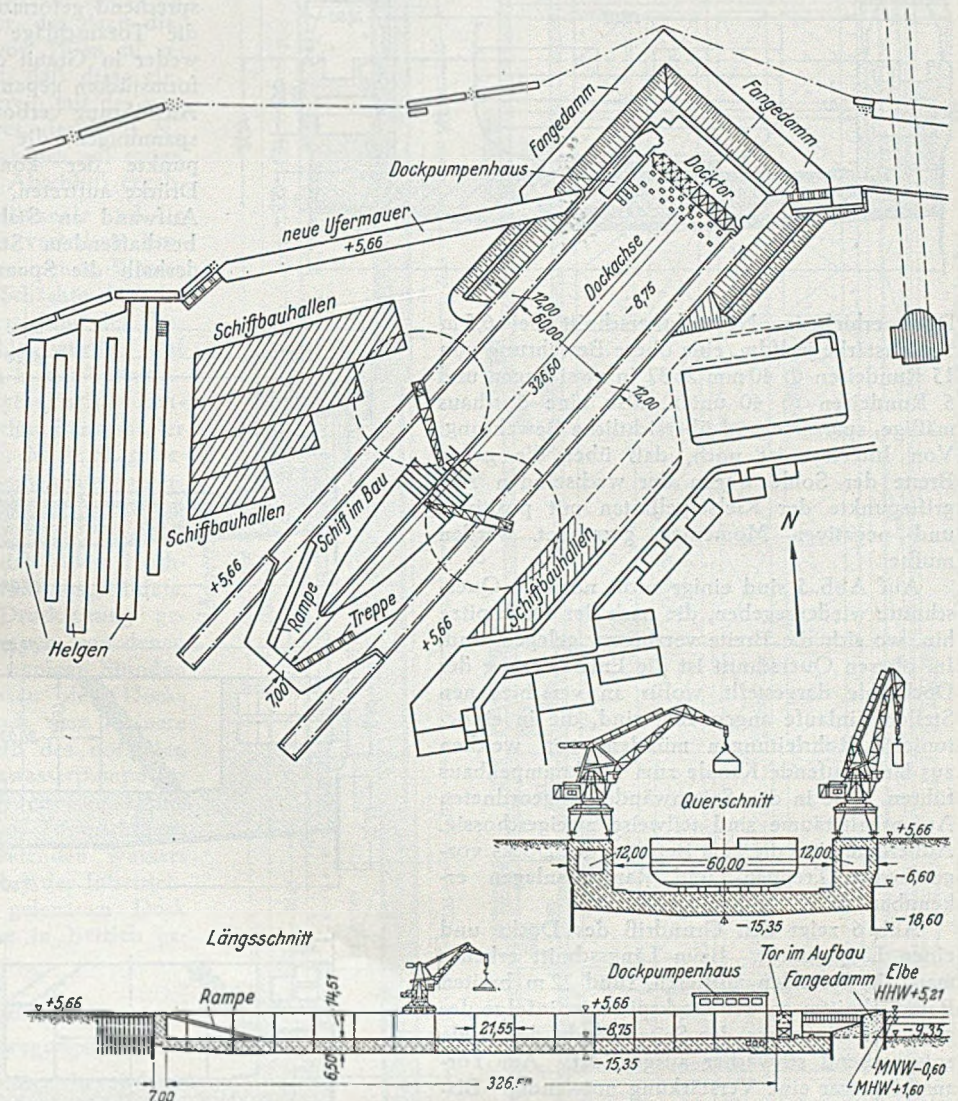


Abb. 3. Baustelle nach Beendigung der Betonarbeiten.

Für die Berechnung der Sohle wurden verschiedene Verfahren angewandt, um das Problem einzuzerren. Sie wurde gerechnet als Träger auf elastischer Unterlage, wobei drei Extremwerte für die Bettungsziffer angenommen wurden. Ferner wurden Näherungsannahmen über die Verteilung der Seitenwandlasten auf den Baugrund gemacht und schließlich noch die verschiedenen Bauzustände untersucht, die sich aus den während der Ausführung auftretenden Zwischenzuständen ergaben. Weiterhin wurde von dem für die Begutachtung der Berechnung herangezogenen Baugrundinstitut der Techn.

Hochschule Hannover — unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. A. Streck — eine Berechnung aufgestellt, die davon ausging, welche Deformationen durch die Umlagerung der Belastungen im Baugrund entstehen; es wurde die Forderung gestellt, daß das Dock diesen Deformationen folgen mußte, ohne Überbeanspruchungen zu erleiden. Es ist von Interesse, daß diese Berechnung zu ähnlichen Ergebnissen führte wie die zuerst genannten Annahmen. Das

das sich sehr günstig in der in den Strom hinausreichenden Seitenwand anordnen ließ. Im unteren Teil des Grundrisses ist ein waagrechtter Schnitt durch die Aufenthaltsräume in den Seitenwänden und die zu ihnen führenden Treppenanlagen wiedergegeben. In der Dockspitze ist die Nutzbreite nur noch 20 m.

Bei manchen neueren Docks wurden für die zum Lenzen dienenden Dockpumpen umfangreiche Bauwerke errichtet. Die eigenartige Lage des Docks gab die Möglichkeit, die Pumpen ebenso wie die Füllrichtungen in der in den Strom hinausreichenden Seitenmauer anzuordnen. Abb. 7 zeigt das Dockhaupt in größerem Maßstab. Füllleitungen und Pumpen werden auf kürzestem Wege durchströmt. Der bauliche Aufwand für diese Anlagen beschränkte sich im wesentlichen auf die Ausbildung entsprechend geformter Aussparungen. Ferner sind die Toranschläge dargestellt, die bisher entweder in Granit oder in Beton mit Stahlgußformstücken gepanzert ausgebildet wurden. Jene Ausführung verbot sich infolge der hohen Zugspannungen, die in der Nähe der Angriffspunkte der konzentriert wirkenden hohen Drücke auftreten, diese hätte einen sehr hohen Aufwand an Stahl, und zwar an schwer zu beschaffendem Stahlguß, bedingt. Es wurde deshalb die Spannungsverteilung unter diesen

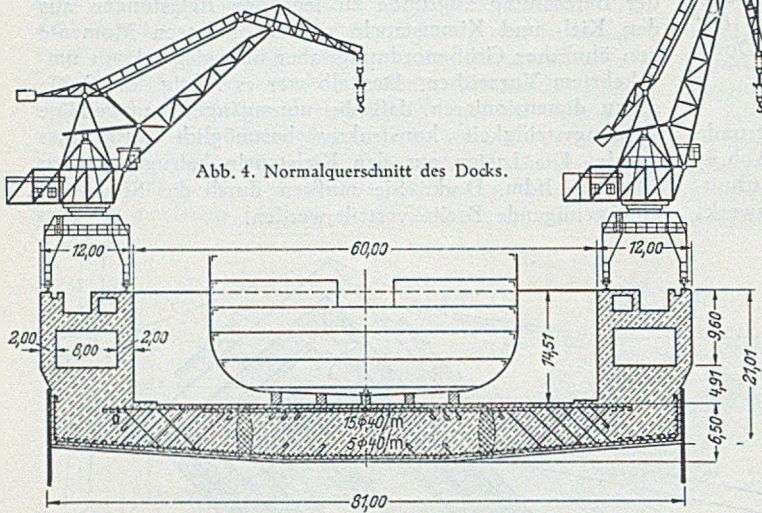


Abb. 4. Normalquerschnitt des Docks.

Dock erhielt im Normalquerschnitt bei 6,5 m Sohlenstärke je lfdm. eine obere Bewehrung von 15 Rundeisen  $\phi$  40 mm St 37 in zwei Lagen und 5 Rundeisen  $\phi$  40 unten, also eine durchaus mäßige, sparsame und übersichtliche Bewehrung. Von Interesse ist noch, daß über die ganze Breite der Sohle wegen der wechselnden Angriffspunkte der Kielstapellasten mit positiven und negativen Momenten gerechnet werden mußte.

Auf Abb. 5 sind einige nicht normale Querschnitte wiedergegeben, die nach der Dockspitze hin, wo sich die Breite verringert, gelegen sind. Im oberen Querschnitt ist die Entwässerung der Docksohle dargestellt, wofür an verschiedenen Stellen Einläufe angeordnet sind, die in einbetonierte Rohrleitungen münden, von welchen aus längs laufende Kanäle zum Dockpumpenhaus führen. Die in den Seitenwänden angeordneten Aufenthaltsräume sind teilweise zweigeschossig. Außerdem sind die zum Betreten des Docks vorgesehenen Treppen- und Rampenanlagen erkennbar.

Abb. 6 zeigt den Grundriß des Docks und einen Längsschnitt. Beim Längsschnitt erkennt man die normalen mittleren, rund 22 m breiten Bauabschnitte; an der Dockspitze ist infolge des größeren Einflusses der Seitenwände die Sohle entsprechend schwächer ausgebildet. Am Toranschlag war eine Verstärkung notwendig. Bisher wurde der Beanspruchung der Docksohle hier wenig Beachtung geschenkt. Bei gelenktem Dock treten an dieser Stelle starke Schubkräfte und Momente parallel zur Dockachse, hervorgerufen durch die Deformationsunterschiede der Sohle zu beiden Seiten des Toranschlages, und damit recht beträchtliche Betonzugspannungen auf, die schon zu schweren Zerstörungen geführt haben. Die Sohle ist hier gewissermaßen als dreiseitig aufliegende Platte aufzufassen; es wurde die Größe dieser Spannungen durch Näherungsrechnungen zu schätzen versucht und eine entsprechende Längsbewehrung für Biegung und Schub eingelegt. Links unten ist im Grundriß das Dockpumpenhaus erkennbar,

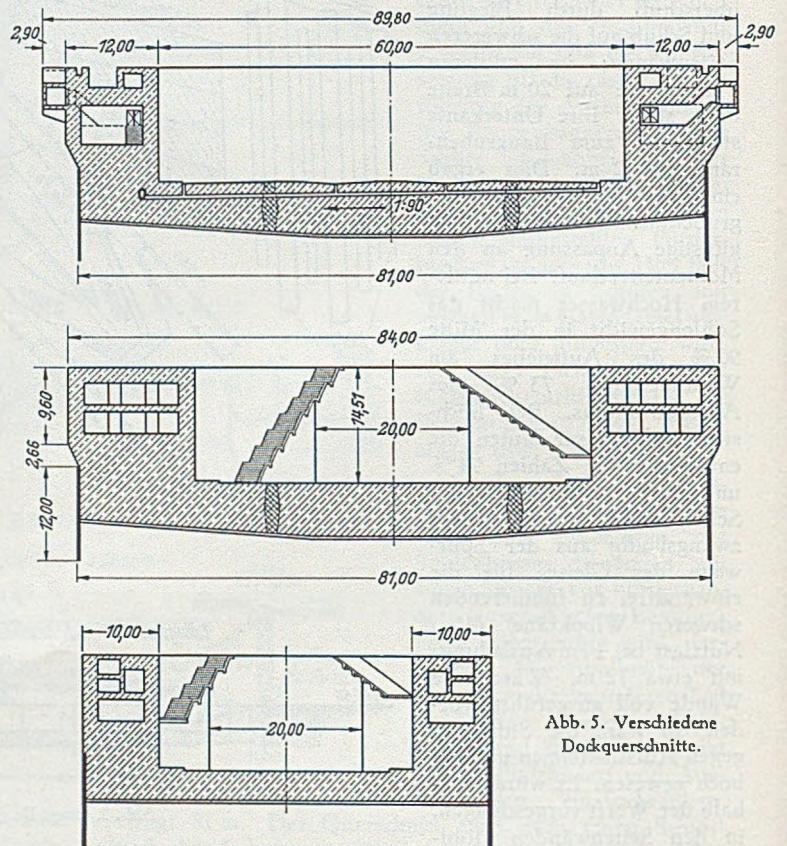


Abb. 5. Verschiedene Dockquerschnitte.

Lasten spannungsoptisch im Mechanisch-technischen Laboratorium der T. H. München unter Leitung von Prof. Dr. L. Föppel untersucht, und man kam auf Grund des erhaltenen Bildes über Größe und Verlauf der Hauptspannungen zu dem Ergebnis, daß ein zweckmäßig bewehrter Beton alle Beanspruchungen aufnehmen kann. Es wurde also, um örtliche Beschädigungen zu vermeiden und eine genau ebene und glatte Dichtungsfläche zu erhalten, der Beton an diesen Stellen nur mit einer ver-

hältnismäßig schwachen Panzerung aus 14 mm starken Blechplatten, die miteinander verschweißt wurden, versehen. Die dahinterliegende schlaife Rundeisenbewehrung folgte dem Verlauf der auf spannungsoptischem Wege ermittelten Spannungstrajektorien. Hierdurch wurden gegenüber einer zunächst von anderer Seite vorgeschlagenen Stahlgußpanzerung mindestens 90% des Materialaufwandes erspart. Die Kostenersparnis war noch höher. Diese Blechpanzerung fand nicht nur bei den seitlichen Anschlägen, sondern auch bei den Anschlägen in der Sohle Anwendung, die im Bilde leicht schraffiert sind. Man erkennt daraus die zuerst vorgesehene Torlage für eine Nutzlänge von 320 m, die Torlage im äußeren Bauanschlag sowie die Sohlenanschläge für ein später zu beschaffendes geknicktes Tor, das dazu dienen sollte, die Nutzlänge von 350 m zu erhalten. Es hat sich gezeigt, daß diese einfache Blechpanzerung im Verein mit der von der Lieferantin des Docktores, der M. A. N., entworfenen Tordichtung praktisch auf ersten Anhub einen ganz dichten Abschluß ergab.

Im Grundriß sind die Füllkanäle und die über die Breite des Docks verteilten Eintrittsöffnungen für das einströmende Wasser zu erkennen, ebenso die Schächte für die Dockpumpen. Form und Verteilung der Einlauföffnungen in der Sohle wurden auf Grund von Modellversuchen in der Versuchsanstalt der M. A. N. festgelegt. Für das Lenzen des Docks wurden Schraubenschaufler mit lotrechter Achse von der M. A. N. geliefert. Sie sind in dem Pumpenhaus untergebracht, dessen Schnitt in Abb. 8 in größerem Maßstab dargestellt ist. Der Abschluß des Pumpenschachtes gegen das äußere Hochwasser ist durch die heberförmig ausgebildete, mit Blech ausgekleidete Druckleitung gegeben. Außer 3 großen Pumpen, von denen zwei in der Lage waren, in wenigen Stunden die gewaltigen Wassermassen des Docks herauszuschaffen, waren noch eine kleinere Pumpe für das Abfordern des normalen Regenwassers und eine Lenzwasserpumpe für die Beseitigung des durch etwaige kleine Undichtigkeiten, z. B. an den Toranschlägen oder den Blockfugen, eintretenden Wassers angeordnet. Es zeigte sich bei der Inbetriebnahme, daß letztere bei gelentem Dock kaum einmal in der Woche in Betrieb genommen werden mußte.

#### Dichtung des Dockkörpers und Ausbildung der Bewegungsfugen.

Von der Anordnung einer besonderen Dichtungshaut wurde abgesehen, da man davon überzeugt war, daß bei den vorkommenden Abmessungen die Wand vollkommen wasserdicht hergestellt werden kann. Der Auftraggeber verlangte ein „staubtrockenes Dock“, eine Forderung, die zwar verständlich ist, für denjenigen aber, der das tatsächliche Verhalten der meisten Schwimm- und Trockendocks kennt, etwas ungewöhnlich erscheinen mußte. Die Firma Dyckerhoff & Widmann hat aber diese Verpflichtung, allerdings im Rahmen der V. O. B., übernommen.

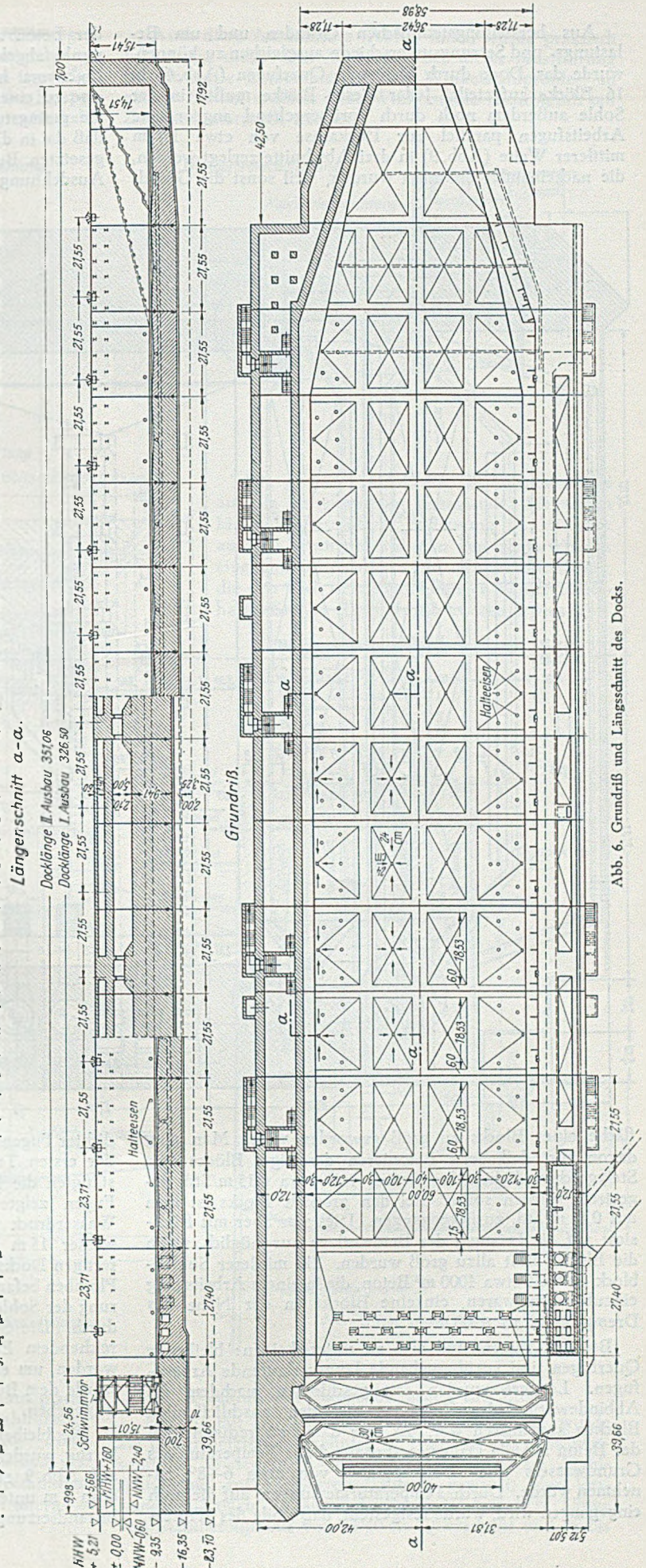


Abb. 6. Grundriß und Längenschnitt des Docks.



außerdem beiderseits dieser Hauptdichtung Vordichtungen mit Teerstricken angeordnet, welche in winkelförmige Nuten verlegt wurden. Diese Kupferfugen konnten nur bei einigen Abschnitten ausgeführt werden. Wegen der Knappheit an Kupfer wurde später eine andere Lösung entwickelt,

Auch diese Ausführung (Abb.9 links) wurde praktisch vollständig dicht. Das Wichtigste bei dieser Ausführung ist die satte Einbetonierung der Winkelstahlprofile; an einigen Stellen mußten diese Winkelstähle nachträglich mit Zement hinterpreßt werden.

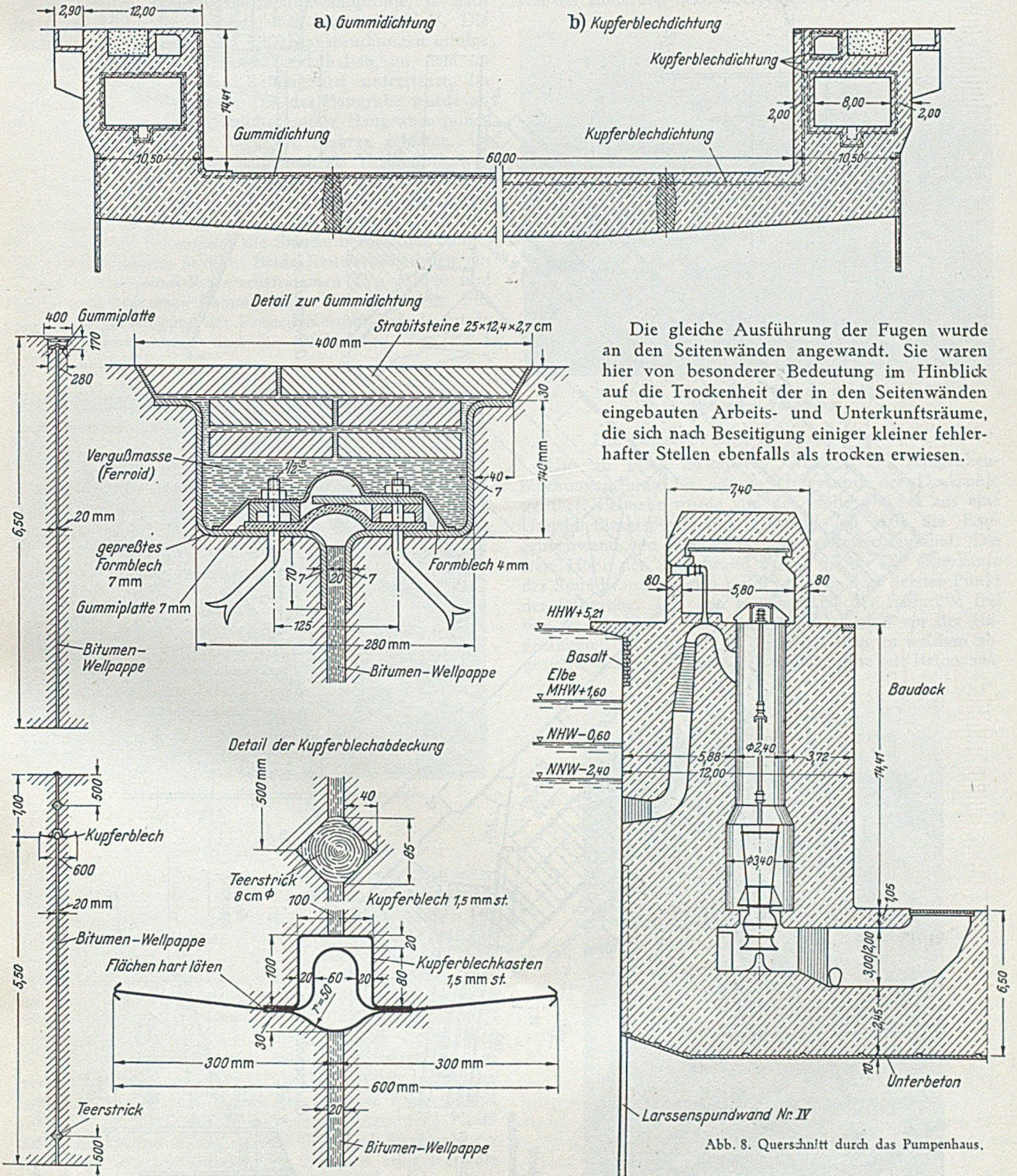


Abb. 9. Fugenausbildung.

Abb. 8. Querschnitt durch das Pumpenhaus.

und zwar mit Hilfe einer auswechselbaren Gummiplatte, die durch Profilstahl an einbetonierte, winkelförmige Verkleidungen der Blockkanten angedrückt wurde. Nach eingehenden Dauerversuchen gelang es, ein Material zu finden, von dem erwartet wurde, daß es den beträchtlichen Beanspruchungen und Zwängungen — ohne zu altern — genügen würde.

**Abschluß der Baugrube gegen die Elbe.**

Für die mit als Abschluß dienende Ufermauer wurde die in den letzten Jahrzehnten in Hamburg als sehr wirtschaftlich erwiesene Kaimauerform mit vorderer Stahlspundwand auf Stahlbeton-Pfahlrost gewählt. Zur Verwendung kamen Spundwände Profil IV mit 16 m Länge und Stahlbetonpfähle von 34/40 cm Querschnitt und 16 bis



20 m Länge. Im übrigen wurde der Abschluß der Baugrube gegen die Elbe durch einen aus zwei miteinander verankerten Stahlpundwänden gebildeten 13 m breiten Fangedamm (Abb. 10) ausgeführt. Er mußte einem Wasserspiegelunterschied bis zu 22 m gewachsen sein. Verwendet wurden verschiedene Spundwandprofile, je nach der freien Höhe des Fangedammes bis zu Profil V. Die Verankerungen wurden, um Überbeanspruchungen infolge der Durchbiegung von ihnen fernzuhalten, an dem im Fangedamm verbleibenden Rammgerüst unterstützt. Im vordersten, besonders tiefen Teil der Baugrube wurde an dem Fangedamm die eigentliche untere Baugrubenspundwand durch eine weitere Lage von Ankern gehalten. Im Fangedamm selbst, der zugleich auch als Verbindungsweg zwischen den beiden Längsböschungen der Baugrube diente, waren einige Brunnen der Grundwasserabsenkungsanlage angeordnet; durch den Fortfall des Auftriebes auf den Füllboden wird bekanntlich die Standsicherheit des Fangedammes beträchtlich erhöht. Beide Bauwerke wurden mit Menck & Hambrock-Rohrgerüstrammen Typ MR 40 und MR 27 von hölzernen Rammgerüsten aus hergestellt. Für die spätere Beseitigung der Fangedammspundwände wurde ein 30 t-Schwimmkran und ein Pfahlzieher Typ PZ 5 benützt.

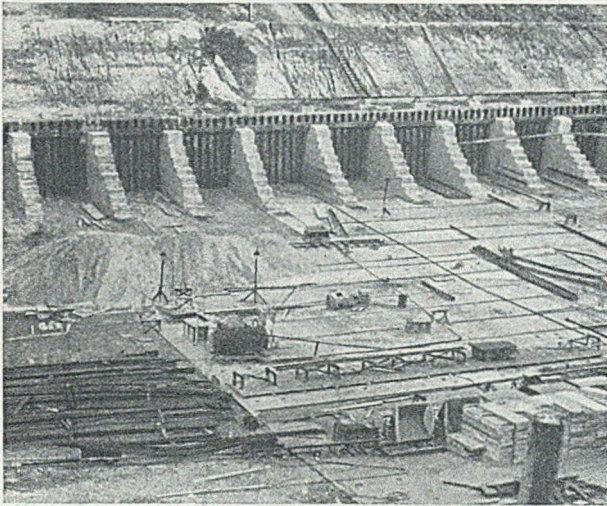


Abb. 11. Baugrubenspundwand mit Abstützungsrippen, Unterbeton der Sohle.

#### Die Trockenlegung der Baugrube.

Von der zur Trockenlegung der Baugrube dienenden Grundwasserabsenkungsanlage mußte verlangt werden, daß sie möglichst wenig Raum in Anspruch nahm. Die Firma Johann Keller, Frankfurt a. M., der diese Aufgabe übertragen wurde, schlug die Anordnung von 33 Großbrunnen außerhalb des Bauwerks am Baugrubenrand, in den Böschungen und im Fangedamm vor, wobei zunächst bis zum Grundwasserspiegel ein Vorschacht von 3,5 m Ø mit üblicher Verzimierung heruntergebracht wurde. Von dieser Sohle aus wurden im Schutze von Bohrrohren 1 m weite Filterrohre eingebracht und umschüttet. Auf der Sohle des Vorschachtes wurde eine normale Kreiselpumpe aufgestellt und mit der Wasserhaltung begonnen. Nachdem eine gewisse Senkung des Grundwasserspiegels erreicht war, wurden einzelne der Brunnen stillgelegt, die Schachtzimmerung vertieft und die Pumpe tiefer gesetzt. Allmählich gelang es auf diese Weise, die Brunnen in sich gestaffelt tiefer zu führen und die gesamte Absenkungshöhe, die bei Mittelwasser etwa 15 m, bei hohen Wasserständen 18–19 m betragen mußte, zu erreichen. Im Mittel wurde eine Wassermenge von etwa 1000 l/sek. gefördert. Die Anlage, die in hervorragender Weise mit Sicherungs- und Kontrolleinrichtungen ausgestattet war, kann hier im einzelnen nicht weiter beschrieben werden, sie hat sich

bestens bewährt. Im Hinblick auf die geringe Entfernung zum Elbtunnel wurde die Auswirkung der Grundwasserabsenkung auf dieses Bauwerk besonders beachtet. Am Übergang von der Tunnelröhre zum südlichen Eingangsschacht traten tatsächlich gewisse Bewegungen auf, die aber von der Isolierung noch überbrückt werden konnten.

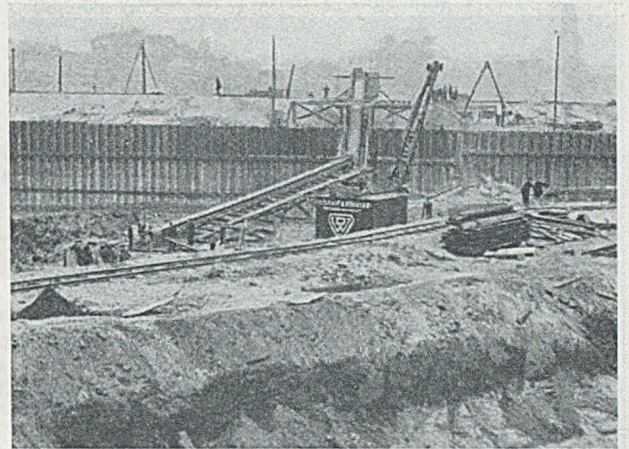


Abb. 12. Beginn des Bodenaushubs, Montage der Förderbandanlage, im Hintergrund Fangedamm.

#### Die Baugrube und die Aushubarbeiten.

Um an Platz zu sparen, wurden die Baugrubenböschungen nicht bis an die Unterkante der Docksohle geführt; vielmehr wurde von der Höhe — 6,6 m aus eine Umschließungsspundwand gerammt, so daß die Baugrubenwand von hier ab nach unten lotrecht verlief. Die freie Höhe der Spundwand betrug 6,7 m. Die Oberkante der Spundwand lag also rund 9 m über dem tiefsten Punkt der Baugrube. Um den unteren Teil der Baugrube frei von Aussteifungen zu halten, blieb zunächst vor der eingeramnten Spundwand ein Erdkeil stehen, in welchen abgesteifte Schlitzte vorgetrieben wurden, die mit Beton aus-

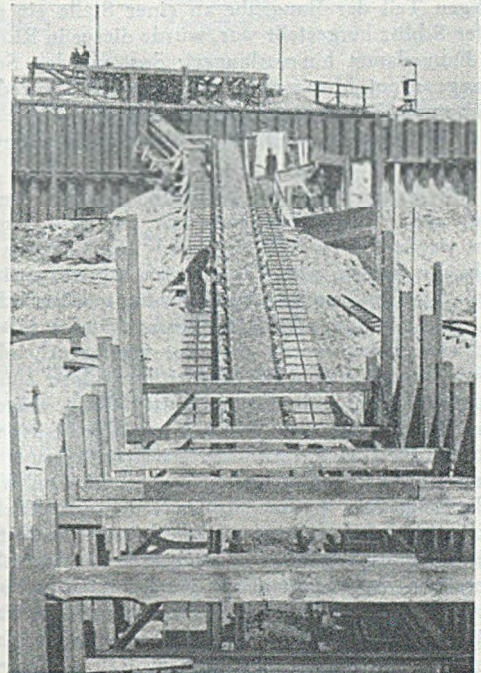


Abb. 13. Förderbandanlage im Betrieb.

gefüllt wurden. So entstanden Abstützungsrippen aus Beton (Abb. 11); diese wurden durch waagrecht liegende Breitflanschträger miteinander verbunden, die das obere Auflager der Spundwände bildeten. Die zwischen den Rippen liegenden Bodenteile konnten dann entfernt wer-

den, und die Baugrube blieb frei von jeglicher Aussteifung, eine Ausführung, die für den Baufortschritt sehr günstig war. Außerdem war der Aufwand an Lohn und Material denkbar gering, da nur gewisse Mehrlöhne notwendig waren. Später wurde die Oberfläche der Betonrippen kräftig aufgeraut; die Rippen wurden einfach in die Docksohle mit einbetoniert.

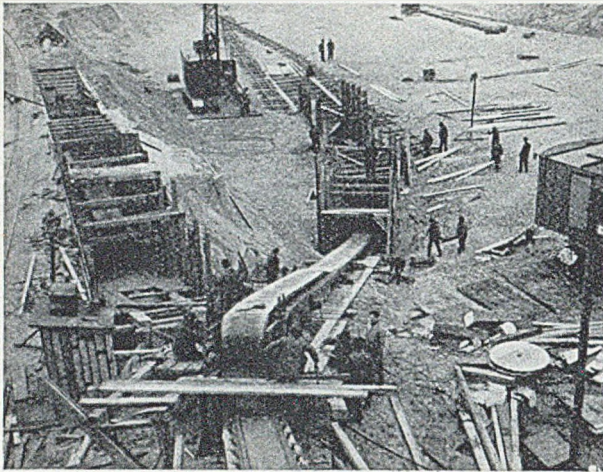


Abb. 14. Tiefenerlegung der Schüttrümpfe für das Beladen des Erdtransportbandes.

Die begrenzten Platzverhältnisse machten es fast unmöglich, den Boden auf Rampen aus der Baugrube herauszuschaffen. Mit Rücksicht auf die geforderten kurzen Termine wurde außerdem angestrebt, so wenig wie möglich mit Greifbaggern, dafür aber lieber im Löffelbaggerbetrieb zu arbeiten. Während im oberen Teil der Baugrube der Erdaushub, abgesehen von den vielen zu beseitigenden Hindernissen und Bauwerksresten, nichts Besonderes bot, wurde für das Herauschaffen der tieferliegenden Hauptmassen aus der Baugrube eine sehr zweckmäßige Förderbandanlage (Abb. 12 und 13) eingerichtet. Nachdem im rückwärtigen Teil der Baugrube an einer Stelle ein genügend tiefer Schlitz hergestellt war, wurde dieser in Richtung auf den Fangedamm hin verlängert; dort wurden Schüttrümpfe angeordnet, über welche eine über den Fangedamm hinwegführende Förderbandanlage beschickt wurde. Auf Abb. 12 ist der Beginn der Montage der Förderbandanlage zu erkennen.

Im rückwärtigen Teil der Baugrube konnte von der Sohle des alten Schanzengrabens aus mit dem Aushub begonnen werden. Von hier aus wurde mit Greifern und Tieföffeln der Schlitz zum Fangedamm hin vorgetrieben. Hierbei machte die Grundwasserabsenkung gewisse Schwierigkeiten, weil man sehr schnell auf größere Tiefen gelangte. Diese Schwierigkeiten waren aber nur vorübergehend; sie wurden umgangen, indem die Schüttrümpfanlage zunächst noch nicht auf der endgültig geplanten Tiefe eingebaut wurde; sie bestand aus einer großen Anzahl nebeneinander angeordneter, im Boden versenkter Trichter, die unten mit von Hand bedienten Siloschnauzen abgeschlossen waren. Die Bedienungsleute in dem Stollen unter den Trichtern hatten lediglich dafür zu sorgen, daß das an das Sammelband anschließende, unter  $18^\circ$  ansteigende Transportband ununterbrochen voll beaufschlagt wurde. Die Transportbänder waren 750 mm breit; sie führten über den Fangedamm hinweg und beluden die vorgelegten Baggerschuten ohne weiteren Aufwand an Löhnen. Die Anlage hat monatelang in zwei 10-Stunden-Schichten durchschnittlich täglich  $5000 \text{ m}^3$ , an einzelnen Tagen bis zu  $7500 \text{ m}^3$  geleistet und die Erwartungen weit übertroffen. Der Bodentransport in der Baugrube vollzog sich auf Gleis von 600 mm Spur i. W. horizontal. Weitaußer der größte Teil des Bodens konnte mit Löffelbaggern gefördert werden. Außerdem diente ein kleinerer Greifer dazu, Hindernisse im Boden, die das

Förderband nicht verdauen konnte, wie z. B. zahlreiche Mooreichen, auszuschalten; sie wurden durch eine besondere Gleisanlage aus der Baugrube herausgeschafft.

Abb. 14 zeigt den nach weiterem Absenken des Grundwasserspiegels vorgenommenen Umbau der Schüttrümpfanlage auf größere Tiefe; links ist die alte Lage und rechts die neue tiefere Lage mit beiderseitigen Kippgleisen zu erkennen. Der Umbau wurde in wenigen Tagen, praktisch über ein Wochenende, vorgenommen. Die letzten Bodenmassen wurden nicht, wie die Hauptmenge, abgefahren und im Hafengebiet verklappt oder aufgespült, sie wurden entweder sofort hinterfüllt oder auf eine an der südöstlichen Böschung angeordnete Kippe gefahren, wo sie zur späteren Hinterfüllung des Dockes gelagert wurden. Deshalb wurden in diesem letzten Stadium bei gleichbleibender Lage der Schüttrümpfe die ansteigenden Förderbänder so umgebaut, daß sie den Boden nicht über den Fangedamm hinweg in Schiffe, sondern in einen auf dem Fangedamm stehenden Silo abgaben, von welchem Transportzüge beladen wurden. Abb. 15 zeigt die Beseitigung des letzten unmittelbar vor dem Fangedamm verbleibenden Erdkeiles durch einen Greifer. Das Bild gibt einen Begriff von der hier 21 m betragenden Gesamttiefe der Baugrube und läßt die zur Abstützung der unteren Spundwand dienenden Betonrippen und darüber die inneren Fangedammspundwände erkennen.

Mit dieser Anlage gelang es, den größten Teil der rd.  $570\,000 \text{ m}^3$  betragenden Aushubmassen in etwa 4–5 Monaten aus der Baugrube zu schaffen; die Anlage erwies sich auch wirtschaftlich als ein voller Erfolg.

#### Auswahl der Baustoffe, betontechnische Fragen.

Bei den beträchtlichen Abmessungen des Bauwerkes, auf dessen Wasserdichtigkeit größter Wert gelegt werden mußte, kam es in erster Linie darauf an, einen Beton zu erhalten, der beim Abbinden möglichst geringe Wärmemengen entwickelt. Das Bestreben, den Bindemittelzusatz so gering wie möglich zu halten, wurde begrenzt durch den Umstand, daß es sich um bewehrten Beton handelte. Für den nach den deutschen Bestimmungen unter gewissen Voraussetzungen der Zementgehalt mindestens  $240 \text{ kg/m}^3$  betragen mußte. Um mit einem solchen Zementgehalt einen wasserdichten Beton zu erzielen, wurden umfangreiche Vorversuche angesetzt, wobei Prof. Dr. A. H u m m e l sehr wertvolle Anregungen gab. Die gewählten Mischungen

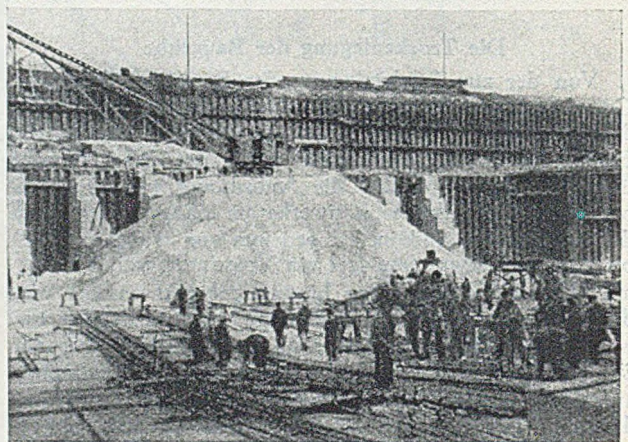


Abb. 15. Der letzte Boden wird aus der Baugrube herausgeschafft.

enthielten Zuschlagstoffe bis zu 80 mm Korngröße, zur Verbesserung der Dichtigkeit wurde Traß zugesetzt, außerdem ein möglichst geringer Wassergehalt angewandt. Ein derartiger Beton kann nur durch intensives Rütteln mit Hochfrequenz-Tauchrüttlern genügend verdichtet werden.

Als Zement wurde ein Eisenportlandzement vorgesehen, bei welchem die Kurve der Wärmeentwicklung gegenüber derjenigen von normalem Portlandzement abgeflacht und



zeitlich verzögert ist. Bekanntlich darf die Zusammensetzung von Eisenportlandzement in gewissen Grenzen schwanken. Es war besonders wertvoll, daß die Lieferantin, die Portlandzementfabrik Hemmoor, sich durch ihren Leiter, Herrn Dr. Prüssing, bereit erklärte, nicht nur über die Normbestimmungen hinaus eine bessere Gleichmäßigkeit des Eisenportlandzementes zu garantieren, sondern auch die für die Herstellung des Zementes dienenden Klinker und Schlacken gleich auf dem Werk mit dem Traß zusammen zu vermahlen. Das Gemisch enthielt 80 % Eisenportlandzement und 20 % Traß. Die Temperaturmessungen im Innern der Blöcke ergaben eine Erhöhung über die Mischguttemperatur hinaus von nur etwa 30°, während ohne die besprochenen Maßnahmen wesentlich höhere Erwärmungen zu erwarten gewesen wären.

Die Zuschlagstoffe wurden in 4 Körnungen angeliefert, und zwar 0–3 mm, 3–7 mm und 7–30 mm als naß gebaggerter rundförmiger Grubenkies aus dem Elbegebiet. Für die Körnung 30–80 cm wurde gebrochener Schotter verschiedenster Herkunft — Granit, Quarzit und Basalt — geliefert, da kein Werk imstande war, den Bedarf der Baustelle allein zu decken.

Mit diesen Baustoffen wurde für den schwach bewehrten Massenbeton der Sohle und des unteren Teils der Seitenwände ein Beton hergestellt, der 300 kg Bindemittelgemisch, also 240 kg Zement/m<sup>3</sup> enthielt und einen Wasser-Zement-Faktor von 0,7 aufwies. Für die stärker bewehrten oberen Wandteile mußte der Wasserzusatz etwas erhöht werden. Zum Ausgleich wurde hierfür der Zementgehalt auf 260 kg, die Gesamt-Gemischzugabe also auf 325 kg/m<sup>3</sup> erhöht. Dieser Beton war gut rüttelfähig, er wurde vollständig dicht. Die Festigkeiten wurden auf der Baustelle laufend in einem u. a. mit einer 500-t-Pressen ausgestatteten Laboratorium überwacht. Für die Würfelproben mußten 30er Würfel vorgesehen werden, die im Mittel nach 28 Tagen etwas über 300 kg/cm<sup>2</sup>, nach 180 Tagen 420 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit, also rund 1,25 kg/cm<sup>2</sup> je kg Zementzugabe zeigten. Mit Würfeln von 20 cm Seitenlänge wäre das Ergebnis noch günstiger gewesen. Um die Eigenschaften des Betons der Probewürfel in eine möglichst gute Übereinstimmung mit denen des Bauwerksbetons zu bringen, wurden sie auf Vorschlag von Prof. Dr. A. Hummel in folgender Weise hergestellt:

In den zu betonierenden Block wurden Blechwannen eingesetzt, die zusammen mit dem Bauwerksbeton gefüllt und verarbeitet wurden. Durch einen an der Betonierbrücke hängenden Kran konnten diese Wannas aus dem Block herausgezogen werden und dann unter den gleichen Bedingungen wie der Bauwerksbeton erhärten. Die Wannas hatten eine solche Abmessung, daß aus dem darin befindlichen Beton 3 Probewürfel von 30 cm Kantenlänge und 2 Wasserundurchlässigkeits-Proben mit der Steinsäge herausgeschnitten werden konnten. Außerdem wurden an einer geeigneten Stelle aus der Sohle selbst 20-cm-Würfel, die etwas älter als 1 Jahr waren, herausgestemmt. Sie zeigten Festigkeiten von 450 bis 460 kg/cm<sup>2</sup>. Das Raumgewicht des Betons schwankte zwischen 2,42 und 2,51 t/m<sup>3</sup>.

Die Schwankungen rührten im wesentlichen von den verschiedenen spezifischen Gewichten der Grobzuschläge her. Für die Prüfung auf Wasserdichtigkeit waren im Hinblick auf die groben Zuschlagstoffe die in den Normen vorgesehenen Probekörper zu klein. Es wurden daher 20 cm starke Platten von 45/45 cm Grundfläche und eine besondere Prüfeinrichtung hergestellt sowie eine besondere harte Prüfung festgelegt, indem die Platten 2 Tage lang einem Wasserdruck von 3 at, weitere 2 Tage einem Druck von 6 at und schließlich noch 4 Tage lang einem Druck von 10 at ausgesetzt wurden. Die größte bei dem Aufspalten der Probekörper festgestellte Eindringtiefe des Wassers betrug 7 mm. Durchlässigkeit trat bei keiner Probe ein. Bei den aus dem Bauwerk herausgestemmt Proben lag die Eindringtiefe des Wassers unter 3 mm. Die Zusammensetzung des

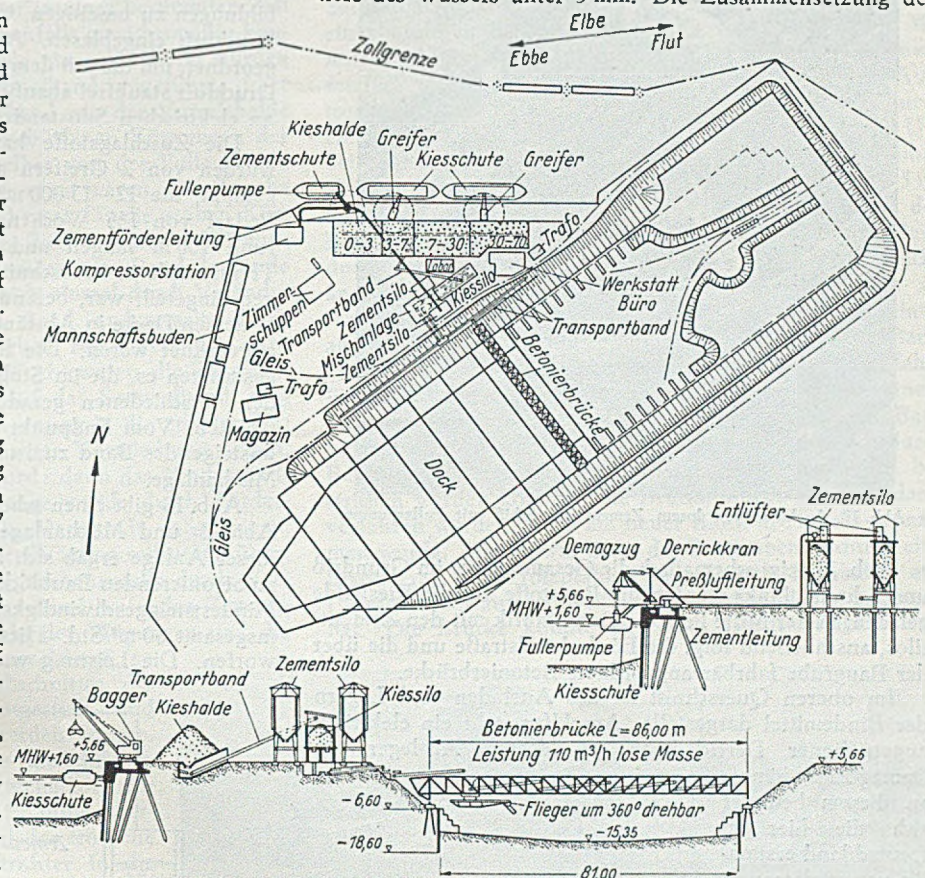


Abb. 16. Baustelleneinrichtung für die Betonarbeiten.

Frischbetons wurde, abgesehen von den umfangreichen normalen Baustoffkontrollen, durch häufige Entnahme von der Bandstraße mit Darr- und Schlammproben überwacht.

#### Abmessen, Mischen und Einbringen des Betons.

Das Dock enthält 264 000 m<sup>3</sup> Beton; einschließlich einiger weiterer Bauwerke, wie z. B. der Ufermauern, waren 285 500 m<sup>3</sup> Beton herzustellen. Da für die Einrichtungen der Baustelle zwischen Ufermauer und Baugrube nur ein kleines Dreieck zur Verfügung stand und Arbeitskräfte knapp wurden, war es notwendig, für das Ausladen, den Transport und das Abmessen der Zuschlagstoffe sowie für das Mischen und Einbringen des Betons eine weitgehend mechanisierte Anlage zu errichten.

Auf der Baustelle sollte der Bedarf an Zuschlagstoffen für 1½ Wochen und an Bindemitteln für etwa 5 Tage gelagert werden können. Weitere Lagerreserven konnten nur außerhalb der Baustelle geschaffen werden, z. T. schwimmend in Schuten, z. T. in weitab gelegenen Reservelagern. Bei den Bindemitteln erwies sich der kurze Weg zum Lieferwerk, der gegen Störungen wenig anfällig war, als vorteilhaft. Die Baustoffe wurden an der während der Bauaus-

führung hergestellten neuen Ufermauer umgeschlagen. Sie gelangten von hier über eine Halde bzw. einen Zementsilo zur Betonfabrik; von dort aus gelangte das Mischgut auf einer Förderbandanlage unmittelbar in die Baugrube.

die damals nur mit Schwierigkeiten durchgesetzt werden konnte, wurden bei diesem Bauvorhaben fast 2 Mio. Papiersäcke eingespart. Der Luftbedarf der Zementpumpe betrug 15 bis 20 m<sup>3</sup>/min bei 6 atü Druck. Der Transport des unverpackten Zementes bereitete keinerlei Schwierigkeiten. Besondere Umbauten an den Schiffen waren, entgegen ursprünglichen Annahmen, nicht erforderlich. Bei Regenwetter konnte das Ausladen fortgesetzt werden; die Luken wurden an den Stellen, wo nicht gepumpt wurde, mit Perennungen abgedeckt.

Eine Pumpe genügte, um die ankommenden Schiffe — im Pendelverkehr waren etwa 10 bis 12 Schiffe ständig unterwegs — zu entladen; eine zweite Pumpe wurde für den Fall von Betriebsstörungen in Reserve gehalten. Der Silo war innen mit Sperrholz ausgekleidet. Um Brückenbildungen zu beseitigen, wurde in der Nähe des Auslaufes Druckluft eingeblasen. Auf dem Silo waren Luftfilter angeordnet, um die mit dem geförderten Zement eingeblasene Druckluft staubfrei abzuführen. Der Inhalt des Silos konnte an elektrischen Silostanzeigern abgelesen werden.

Die Zuschlagstoffe kamen mit Binnenkähnen an, sie wurden von 2 Greifern ausgeladen und auf eine Halde gekippt, die 12—13 000 m<sup>3</sup>, also bei Vollbetrieb etwa den Bedarf von 1½ Wochen aufnehmen konnte. Unter der rund 100 m langen und 20 m breiten Halde, die durch Trennwände in 4 Abschnitte für die verschiedenen Körnungen eingeteilt war, befand sich ein Stollen aus Stahlbeton, in dessen Decke in Abständen von je 3 m Abzugsöffnungen angeordnet waren. Die hier angebrachten Siloverschlüsse gestatteten es, die im Stollen liegenden Sammelbänder mit den verschiedenen gerade benötigten Körnungen zu beschicken. Vom Endpunkt der Abzugbänder aus führte ein ansteigendes Band zum unterteilten Zwischensilo über der Mischanlage.

Abb. 18 gibt einen schematischen Längsschnitt durch die Abmeß- und Mischanlage. Die benötigte Gesamtleistung dieser Anlage ergab sich aus der Grundfläche der größten zu betonierenden Baublöcke, die etwa 650 m<sup>2</sup> betrug und der Mindeststeiggeschwindigkeit des Betons von 0,12 m/Std. zu insgesamt 80 m<sup>3</sup>/Std. Hierfür wurde die Anlage auch entworfen. Die Leistung wurde auf 2 Stetigmischer, System

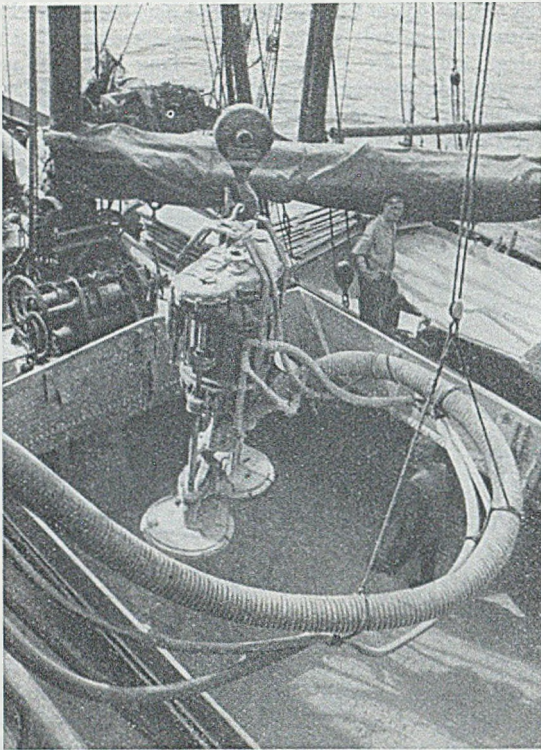


Abb. 17. Ausladen von losem Zement aus Schiff mit Fullerpumpe.

Abb. 16 zeigt schematisch die Gesamtanlage im Grundriß und Schnitt. Links werden die Baustoffe auf die Kieshalde geladen, in der Mitte liegt die Betonfabrik mit den Zementsilos, anschließend folgt die Förderbandstraße und die über der Baugrube fahrbar angeordnete Betonierbrücke.

Im oberen Querschnitt ist das Ausladen und Lagern der Bindemittel dargestellt. Am Ufer steht ein elektrisch angetriebener Derrick-Kran, an dessen Ausleger ein Demag-Zug hängt; an diesem befindet sich die hier in Deutschland erstmalig verwendete vertikale Zementpumpe (Fuller-Pumpe), die den Zement aus den ankommenden Schiffen fördert. Von hier aus wird das Bindemittel-

Gemisch mit Druckluft durch Rohrleitungen in den Raum über dem Zementsilo geblasen.

Abb. 17 zeigt die Fuller-Pumpe über dem Laderaum des Schiffes hängend; die Stundenleistung der Pumpe betrug 20 bis 30 t, so daß ein 100 t-Schiff in 4 bis 5 Stunden gelöscht wurde. Durch die Verwendung von unverpacktem Zement,

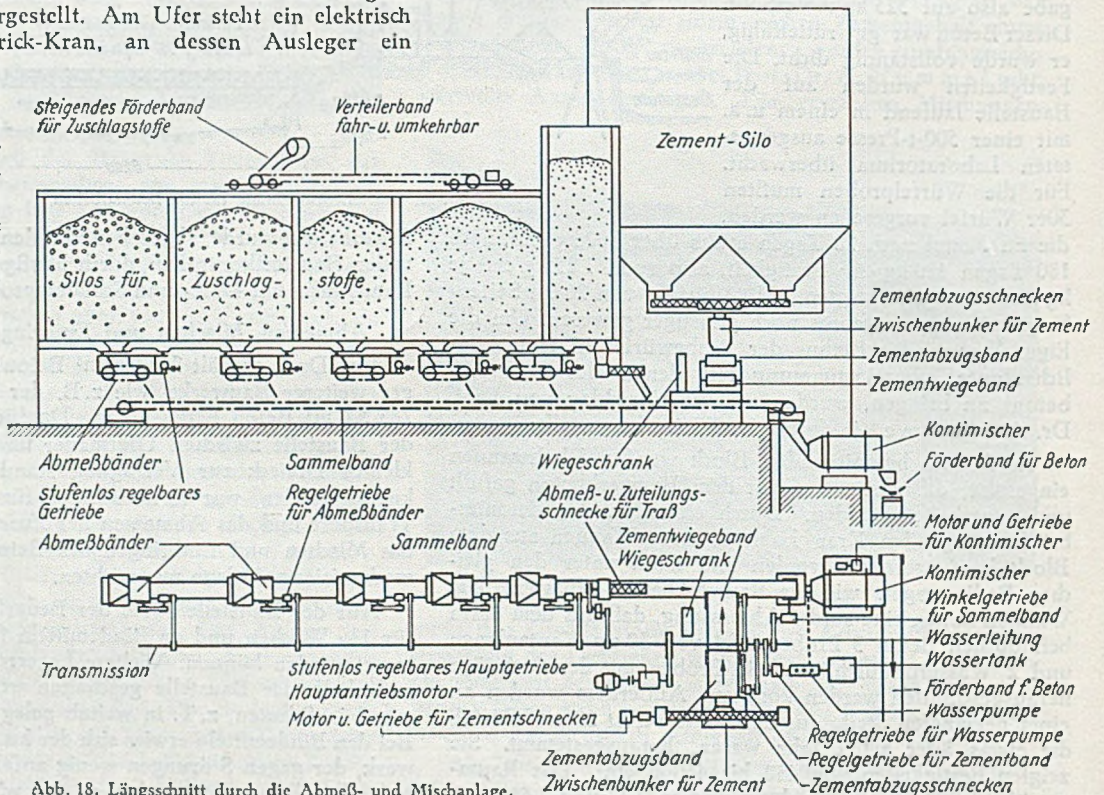


Abb. 18. Längsschnitt durch die Abmeß- und Mischanlage.

Kontinuus der Firma Vögele, von je 40 m<sup>3</sup> Stundenleistung, die durch je eine vollkommen gleiche Abmeßanlage beschickt wurden, aufgeteilt. Diese Aufteilung wurde gewählt, um bei Störungen wenigstens mit halber Leistung weiterarbeiten zu können und um bei kleineren Blöcken und kleiner Leistung nicht die ganze Anlage laufen lassen zu müssen. Es gelang, die Dauerleistung der Anlage während des Betriebes durch geringfügige Umbauten auf 105 m<sup>3</sup>/Std. zu bringen.

Bei einer kontinuierlichen Mischanlage ist das Wichtigste die Dosierung der Baustoffe, an welche hier die höchsten Anforderungen hinsichtlich Genauigkeit gestellt wurden. Deshalb wurde der Zement nach Gewicht zugegeben, während die Zuschlagstoffe zwar mit Raummaßen abgemessen, aber durch häufige Eichungen der in einer bestimmten Zeit abgegebenen Gewichtsmengen ebenfalls gewichtsmäßig kontrolliert wurden. Die Bestandteile einer Mischung wurden jedem Mischer durch ein Sammelband zugeführt, über welchem die durch ein Verteilerband von der Vorrathalde aus beschickten Silos für die verschiedenen Körnungen der Zuschlagstoffe sowie die unmittelbar von der Fullerpumpe beschickten Bindemittelsilos angeordnet waren. Die Zugabe erfolgte über Abmeßbänder, und zwar für die groben Körnungen über Stahlplattenbänder, für die feineren Körnungen über Gummibänder. Die über ein Band laufende Menge an Zuschlagstoffen ließ sich einmal durch Veränderung der Schütthöhe auf dem Band, andererseits durch Verändern der Bandgeschwindigkeit regulieren. Die Abmeßbänder gaben, nachdem sie geeicht waren, die Zuschlagstoffe in der richtigen Menge auf das Sammelband, und zwar so, daß stets die feinere Körnung in die gröbere fiel; hierdurch wurde bereits eine gewisse Vormischung erzielt. Am Ende des Sammelbandes wurde dann das Bindemittelgemisch zugegeben. Dessen Menge wurde durch Förderbandwaagen der Firma Schenk, Darmstadt, abgewogen, wobei sich die Waagen nach jeder Wägung selbsttätig überprüften und die Abgabemenge gegebenenfalls durch Veränderung der Breite des über das Band laufenden Zementstromes verbesserten. Die Anzahl der Wägungen und die Fehler wurden selbsttätig aufgezeichnet, so daß am Ende eines Arbeitsabschnittes die abgegebene Gesamtmenge festgestellt und mit der Sollmenge verglichen werden konnte. Es hat sich gezeigt, daß die tatsächlichen Schwankungen des Zementgehalts der Mischungen das Maß von 1,5 % nicht überschritten. Vom Sammelband fiel das trockene Mischgut durch einen Einlauftrichter in die tiefer gelegene Mischtrommel, in welche das Anmachwasser durch eine Drillings-Kolbenpumpe in ebenfalls genau bemessener Menge eingeführt wurde. Jede der beiden Anlagen war mit einem Stetigmischer von 3 m Trommellänge, 1,25 m Trommeldurchmesser und 18 Umdrehungen je Minute versehen.

Besonders wichtig war nun, daß die von der Abmeß- und Mischanlage abgegebene Betonmenge wegen der verschiedenen Blockgrößen in weiten Grenzen reguliert werden konnte. Dies wurde dadurch erreicht, daß sämtliche Abmeßbänder sowie die Wasserpumpe einer jeden Anlage von einer durchgehenden Hauptwelle aus angetrieben wurden. Die Drehzahl dieser Welle wurde durch ein stufenloses PIV-Getriebe so geregelt, daß durch Drehen eines Bedienungshandrades die Leistung jeder der beiden Anlagen innerhalb der Grenzen von 10 bis 55 m<sup>3</sup>/Std. beliebig eingestellt werden konnte. Durch entsprechende Zähl- und Schreiberanlagen konnten die jeweils abgegebene Betonleistung sowie nach Schluß eines Betonabschnittes die gesamte geförderte Betonmenge abgelesen und alle Betriebsstörungen verfolgt werden. Die Genauigkeit der Betonbereitung ergibt sich auch daraus, daß bei der Gesamtmenge, bei welcher über 90 000 t Bindemittel-

gemisch verarbeitet wurden, einschließlich des Staub- und Ladeverlustes in den Schiffen ein Bindemittelverbrauch von nur 0,65 % festgestellt wurde. In der Abmeß- und Mischanlage wurde während des Betriebes eine Entlüftungsanlage eingebaut, die an den wichtigsten Staubstellen den Staub absaugte. Hierdurch wurde die Belästigung der Bedienungsmannschaft durch Zementstaub vollkommen beseitigt.

Der fertig gemischte Beton gelangte über einige hintereinandergeschaltete, ortsfeste, längs des oberen Randes der Baugrube verlaufende (siehe auch Abb. 21) Förderbänder von je 35 m Länge und 750 mm Breite mit Hilfe eines Übergabebandes auf die über der Baugrube angeordnete mehr als 80 m weit gespannte Betonierbrücke. Die längste Strecke, die der Beton auf Förderbändern zurückzulegen hatte, betrug 320 m, die längste Förderdauer bei einer mittleren Bandgeschwindigkeit von 1 m/s etwa 6 Minuten. Infolge der sehr zweckmäßigen Betonzusammensetzung trat keine Wasserabsonderung ein. Gegen Austrocknen durch Sonne und Wind wurden die Bänder durch eine Abdeckung aus Holz und Segeltuch geschützt. Um bei Störungen in der Betonabnahme die Bandstraße noch abräumen zu können, war auf der Brücke ein 4 bis 5 m<sup>3</sup> fassender Zwischensilo eingebaut. Der Führerstand der Brücke war mit demjenigen der Abmeß- und Mischanlage durch eine Fernsprechanlage verbunden. Die auf der Brücke angeordneten Längsbänder gaben den Beton jeweils an ihren Enden entweder auf das nächste Band oder auf einen am Untergurt hängenden, mit einem umkehrbaren Band versehenen Wagen ab. An diesem Wagen hing ein fahrbares und um 360° schwenkbares Fliegerband mit einem Arbeitsradius von 10 m, so daß jeder Punkt eines Baublockes ohne Verfahren der Betonierbrücke, lediglich durch Bewegen des am Untergurt hängenden Bandwagens bestrichen werden konnte. Die Brücke mußte also nur dann verfahren werden, wenn ein neuer Block in Angriff genommen wurde. Hierzu war längs der Baugrubenböschung eine besondere, auf Holzpfählen gegründete Fahrbahn aus I-Trägern mit aufgeschweißten Kranbahnschienen angeordnet. Die Brücke konnte mit einer Geschwindigkeit von

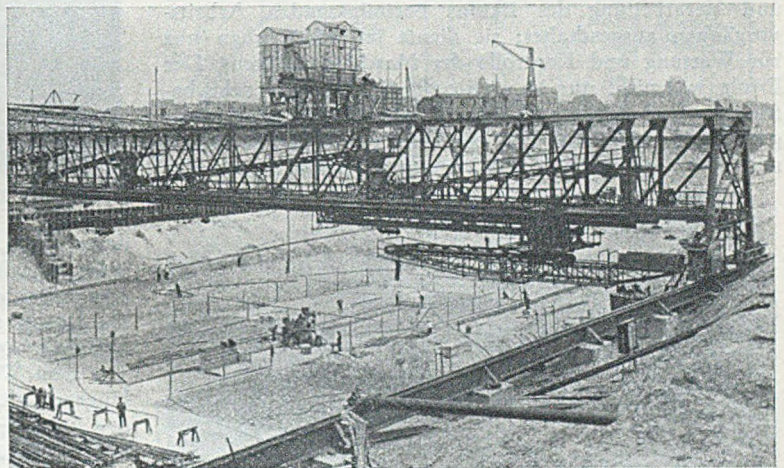


Abb. 19. Fahrbare Betonierbrücke mit Förderbändern, im Hintergrund Zementsilos und Abmeßanlage im Aufbau.

12 m/min. elektrisch verfahren werden. Auf Abb. 19 ist die fertig montierte Betonierbrücke, im Vordergrund die Fahrbahn und ein Brunnenschacht der Grundwasserabsenkung zu sehen.

Das Betonieren eines Sohlenblockes ging so vor sich, daß die Brücke über die Mitte des fertig geschalteten und bewehrten Blockes gefahren wurde (siehe Abb. 20). Die Oberfläche des Blockes wurde dann mit Holztafeln dicht abgedeckt, zwischen welche Blechtrichter in Abständen von etwa 3,5 m eingehängt wurden. Hierdurch wurde eine Beschmutzung der Bewehrung während des ziemlich lange dauernden Betoniervorganges vermieden. An die Trichter

schlossen sich die üblichen Teleskoprohre von 30 cm  $\phi$  an. Mit diesen Rohren gelang es, den Beton gleichmäßig zu verteilen, so daß die Innenrüttler nicht zur Verteilung benutzt werden mußten, sondern lediglich für die gründliche und planmäßige Verdichtung des Betons verwendet wurden. Als Rüttler wurden z. T. amerikanische Innenrüttler, z. T. von der Firma Wacker, Dresden, gelieferte Rüttler mit einer minutlichen Drehzahl von 9000 verwendet. Der Beton wurde in Schichten von etwa 0,3 bis 0,4 m Höhe eingebracht. Bei einer Steiggeschwindigkeit des Betons von mindestens 0,12 m/Std. bedeutet dies, daß die gleiche Stelle in Abständen von 2½ bis 3 Stunden jeweils wieder von einer frischen Betonschicht bedeckt wurde. Es war darauf zu achten, daß jeder Schütttrichter eines Blocks jeweils die gleiche Anzahl von Minuten beschickt wurde. Untersuchungen am Bauwerk zeigten, daß die so stets in horizontalen Lagen eingebrachten Schichten durch die Rüttlung vollkommen fugenlos miteinander vernäht waren.

Ein mittlerer Sohlenblock von 4000 m<sup>3</sup> Inhalt wurde bei durchgehendem Betrieb in zwei 11-Stunden-Schichten in im ganzen etwa 56 Stunden betoniert. Abzüglich der Pausen ergab sich die mittlere Leistung während der Arbeitszeit mit 84 m<sup>3</sup>/Std. Dies war nur dadurch zu erreichen, daß die Höchstleistung von 105 m<sup>3</sup>/Std. voll ausgefahren wurde. Da beim Beginn des Baues durch Schwierigkeiten in der Baustofflieferung und einen ungewöhnlich langen Winter Zeit verloren worden war, mußten während der Hauptbauzeit monatlich durchschnittlich 25 000 m<sup>3</sup> Beton eingebaut werden. Im zweiten Betonierjahr sind in den für die Betonierung verfügbaren Monaten tatsächlich 190 000 m<sup>3</sup> Beton eingebracht worden. Es ist dabei zu bedenken, daß bei den kleineren Blöcken die Leistung der Mischanlage schon mit Rücksicht auf die Beanspruchung der Schalung nicht voll ausgenutzt werden konnte.

Die beschriebene Anlage ergab von der Kieshalde und der Zementpumpe ab einen durch nichts unterbrochenen Fließbetrieb und gestattete, den Beton an jede Stelle des Bauwerkes in stetigem, beliebig zu regulierenden Fluß zu bringen. Die menschliche Arbeitskraft mit ihren Unzulänglichkeiten war weitgehend aus den die Zusammensetzung und Verarbeitung des Betons beeinflussenden Arbeitsvorgängen ausgeschaltet; sie diente im wesentlichen nur zur Wartung und Kontrolle der Maschinenanlagen. Der Erfolg war nicht nur in wirtschaftlicher Hinsicht sehr befriedigend, es wurde auch ein außergewöhnlich gleichmäßiger Beton hergestellt. Die Einrichtung ermöglichte es ferner, trotz der bald nach dem Beginn der Betonarbeiten ein-

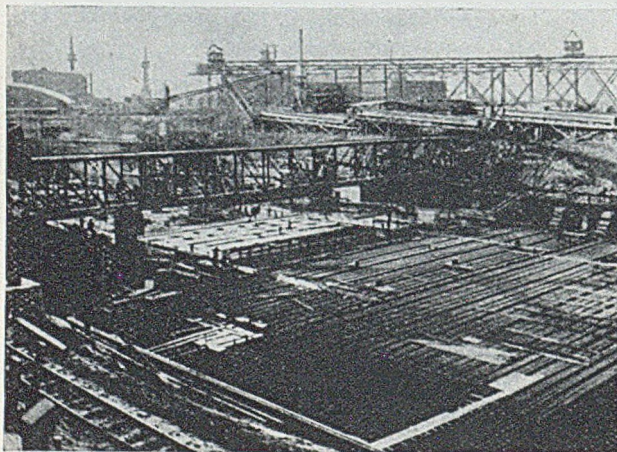


Abb. 20. Betonieren der Sohle, unter der Betonierbrücke ein mit Holztafeln abgedeckter Sohlenblock.

setzenden Zeit der Verdunkelung auch während der Nachtstunden ungestört durchzuarbeiten.

Die Betonierbrücke konnte nur die Sohle und den unteren Teil der Seitenwände bestreichen, in denen allerdings der größte Teil der Massen enthalten war. Der auf-

gehende Teil der Seitenwände wurde mit 4 Turmdrehkränen (Abb. 21) betoniert. Auch dieser Beton lief über die Brücke und wurde von dort in Silos, die auf der bereits fertiggestellten Sohle standen, abgegeben, aus welchen er in 1-m<sup>3</sup>-Linnhoff-Kübel abgefüllt wurde, die auf Plattformwagen zu den Turmdrehkränen gefahren wurden. Beson-

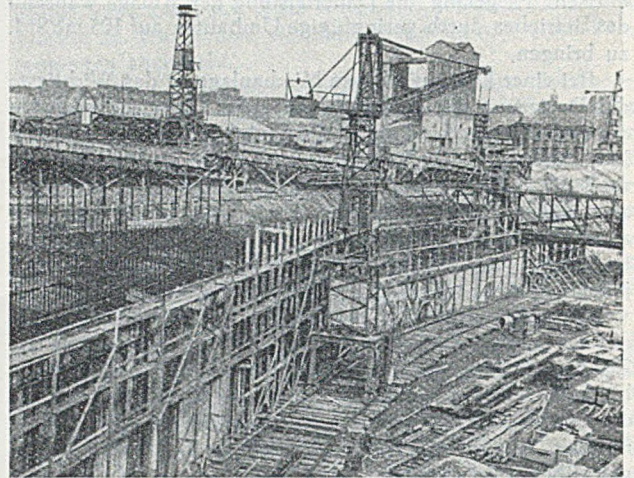


Abb. 21. Betonieren der Seitenwände mit Turmdrehkran, im Hintergrund Betonfabrik und Bandstraße.

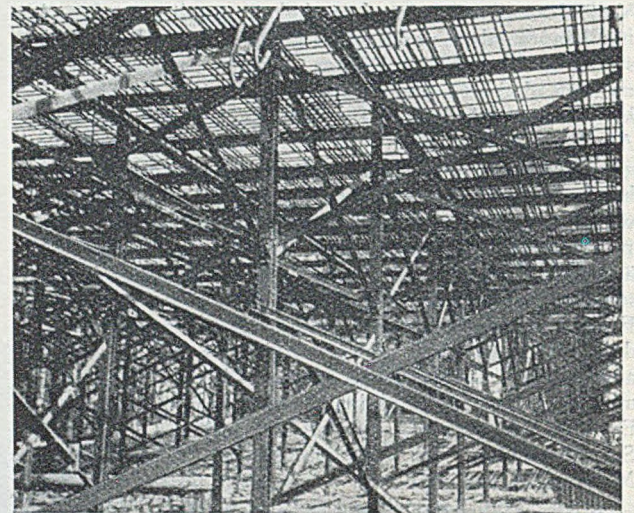


Abb. 22. Bewehrungsgerüst mit oberer Sohlenbewehrung.

derer Wert wurde auf die Wasserdichtigkeit der waagrechtens Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Betonierabschnitten der Wände gelegt. Die Oberfläche des erhärteten Betons wurde frühestens nach 7 Tagen mit Preßluft-hämmern aufgeraut und mit Druckwasser abgewaschen. Vor dem Weiterbetonieren wurde die aufgeraute Fläche längere Zeit naß gehalten, die unterste Betonschicht über der Fuge wurde ohne grobes Korn mit einem etwas erhöhten Wasserzusatz und einem etwas erhöhten Zementgehalt, also mit gleichem Wasser-Zement-Faktor, betoniert. Die große Höhe der Sohlenblöcke von 6,5 m brachte die unangenehme Erscheinung mit sich, daß trotz sparsamster Wasserzugabe infolge der intensiven Rüttelarbeit gewisse Wassermengen nach oben stiegen. Es wurden besondere Maßnahmen getroffen, um dieses Überschusswasser laufend zu beseitigen.

#### Bewehrungsarbeiten.

Die obere Sohlenbewehrung hatte ein Durchschnittsgewicht von 150 kg/m<sup>2</sup>. Sie konnte in ihrer vorgesehene Lage nur gehalten werden durch ein besonderes, mit einzubetonierendes Bewehrungsgerüst. Während Abb. 20 die obere Sohlenbewehrung fertig verlegt zeigt, gibt Abb. 22 einen Einblick in das Bewehrungsgerüst aus Profilleisen von

unten. Die Bewehrung selbst ist noch nicht vollständig verlegt. Die zwischen den Stützen des Bewehrungsgerüsts zur Aussteifung angeordneten diagonalen Versteifungen wurden z. T. wiedergewonnen, da sie beim Aufsteigen des Betons allmählich entbehrlich wurden. Die bis zu 80 m langen Bewehrungsseisen  $\phi$  40 mm konnten nur von Hand verlegt werden; sie wurden auf der Baugrubensohle durch elektrische Widerstandsschweißung aus Handlängen zusammengesetzt.

#### Schalungsarbeiten.

Für die Einschalung wurden fast ausschließlich hölzerne Schalungstafeln ähnlich der bekannten Dywidag-Tafelschalung, nur in einer den hier gegebenen Bedingungen angepaßten schwereren Ausführung, verwandt. Die Tafeln hatten eine Größe von  $3 \times 0,75$  m. Zur Einschalung eines mittleren Sohlenblockes wurden diese Tafeln durch Ständer und Gurtungen aus Profilstahl abgestützt. Für die Verankerung der einander gegenüberliegenden Seitenschalungen wurden die oberen Bewehrungsseisen herangezogen; die Stirnwand wurde oben über das Bewehrungsgerüst an dem bereits hergestellten Nachbarblock verankert. Für die Verankerung selbst wurden die bekannten Hülsenschrauben benützt.

Die Schalung wurde unter gewissen Annahmen über die Größe des Schalungsdruckes ingenieurmäßig durchkonstruiert, wobei nicht nur auf die Innehaltung der zulässigen Beanspruchungen, sondern an vielen Stellen in erster Linie auf die Größe der Durchbiegungen geachtet

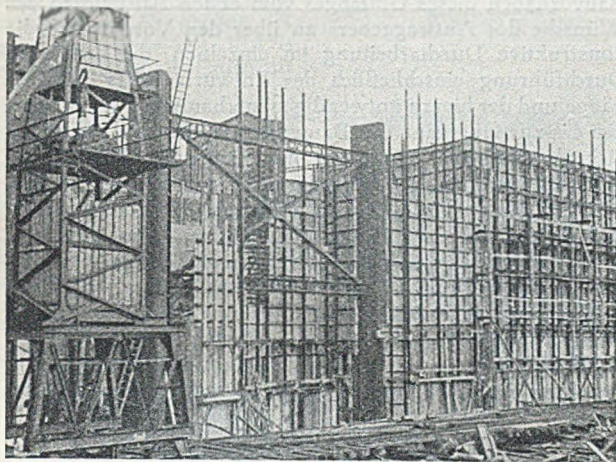


Abb. 23. Einschalung der Seitenwände, Blechpanzerung der Toranschläge mit Abstützungsgerüst.

werden mußte. Aus den beim Betonieren beobachteten Deformationen konnten wichtige Schlüsse auf den tatsächlichen Schalungsdruck und seine Abhängigkeit von verschiedenen Faktoren, z. B. von der Steiggeschwindigkeit des Betons in der Schalung sowie von der Konsistenz und der Art der Verarbeitung gezogen werden.

Abb. 23 zeigt die Einschalung der Seitenwände in der Nähe der Anschläge für das Docktor. Hier sind die Blechpanzerungen der Toranschläge in die Schalung einbezogen. Sie werden in ihrer Lage durch besondere Eisenkonstruktionen, die später wieder entfernt werden, gehalten, um eine absolut maßgenaue Herstellung der Auflagerflächen für das Tor zu gewährleisten.

#### Nachbehandlung des Betons, Temperaturbeobachtungen.

Ursprünglich sollte der Beton der großen Blöcke nach dem Betonieren mit Wasser berieselt werden. Überlegungen, die durch die bald vorgenommenen Temperaturbeobachtungen bestätigt wurden, führten dazu, von einer Berieselung abzusehen und statt dessen die Blöcke durch Abdecken der Oberfläche mit Sand, Strohmatte und anderen wärmedämmenden Stoffen sowie durch ein möglichst langes Belassen der Schalung an den Seitenwänden gegen ein zu schnelles Abfließen der Abbindewärme und gegen ein zu

schnelles Austrocknen der Betonoberfläche zu schützen. Bei mehreren Sohlenblöcken wurden in verschiedener Entfernung von der Oberfläche Temperaturmeßstellen angeordnet, um während der Erhärtung des Betons den Verlauf des Temperaturgefälles vom Kern des Blockes zu den äußeren Flächen hin möglichst genau bestimmen zu können.

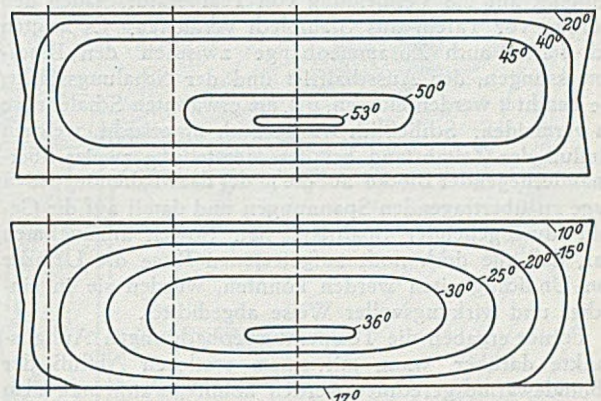


Abb. 24. Temperaturverlauf im Mittelschnitt eines mittleren Sohlenblockes am Tage der Höchsttemperatur im Kern (5. Tag) August 1939 und 2 Monate später

Die Stelle, an der die höchste Temperatur auftrat, lag, wie Abb. 24 zeigt, wegen des schlechteren Abflusses der Abbindewärme in den Boden etwas unter der Mitte; die eingetragenen Isothermen lassen das steile Temperaturgefälle

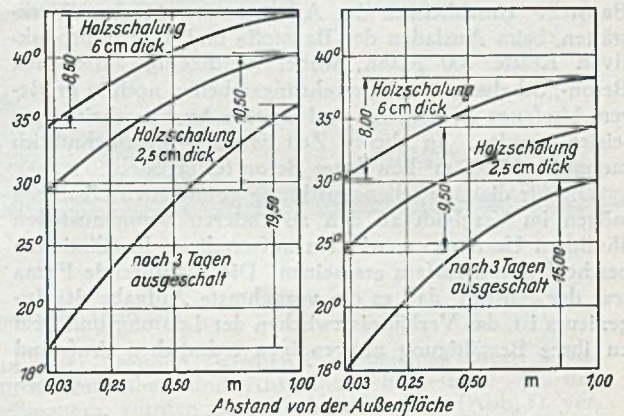


Abb. 25. Temperaturgefälle hinter verschieden isolierten Wandflächen am 6. Tag und am 12. Tag.

in der Nähe der freien Oberflächen erkennen. Das obere Bild gibt den Verlauf am 6. Tage nach der Betonierung, an welchem die Temperatur im Innern des Blocks ihren Höchstwert erreicht, zu erkennen. Das untere Bild zeigt den Verlauf zwei Monate später; ein großer Teil der Abbindewärme ist bereits abgeflossen. Dabei wurde bestätigt gefunden, daß die bekannten feinen Haarrisse in der Außenfläche größerer Blöcke (sogenannte Schalerrisse) dann auftreten, wenn das Temperaturgefälle ein gewisses Maß überschreitet. Die Messungen bestätigten die von H a m p e veröffentlichten Untersuchungen über das Auftreten von Temperaturschäden bei großen Blöcken und ergaben gewisse Zusammenhänge zwischen dem Temperaturabfall auf eine gewisse Tiefe und der Rißgefahr, wie auch der Frist, während welcher die Schalung am Block verblieb.

In diesem Zusammenhang wurde auch der Einfluß des Wärmedämmwertes der Schalung untersucht, indem der Temperaturverlauf im Beton hinter Flächen gemessen wurde, die entweder nach 3 Tagen entschalt oder mit 2,5 cm starken Schalbrettern oder mit 6 cm starken Bohlen verschalt blieben. Abb. 25 zeigt, wie stark das Temperaturgefälle auf 1 m Tiefe durch die Anwendung einer besser isolierenden Schalung verringert werden kann. Es kommt weiter darauf an, den Beton so lange in der Schalung zu

belassen, bis er in der Lage ist, die beim Ausschalen infolge des dann stets auftretenden Temperaturgefälles sich in der Außenhaut ergebenden Zugspannungen aufzunehmen. So ist es gelungen, massive Blöcke in der Nähe der Toranschläge vollkommen frei von den bekannten feinen Oberflächen-Haarrissen zu halten. Damit war zugleich bewiesen, daß für Aufgaben dieser Art hölzerne Schalungstafeln im Hinblick auf die Vermeidung von Temperaturschäden den Vorzug vor Tafeln aus Stahlblech verdienen. Es zeigten sich ferner auch Zusammenhänge zwischen den Blockabmessungen, der Ausschallfrist und der Schalungsstärke, die beachtet werden müssen, um die erwähnten Schalenrisse zu vermeiden. Schließlich wurde auch untersucht, welchen Einfluß der Zeitabstand bei der Herstellung zweier übereinanderliegender Blöcke auf die in der dazwischenliegenden Fuge zu übertragenden Spannungen und damit auf die Gefahr durchgehender Spaltrisse hat. Soweit anzunehmen war, daß die doch noch aufgetretenen Risse die Ursache von Undichtigkeiten werden könnten, wurden sie in einfacher und wirkungsvoller Weise abgedichtet.

Ferner ergaben die Temperaturbeobachtungen Anhaltspunkte darüber, wann mit einem restlosen Abfluß der Abbindewärme gerechnet werden konnte, wann man also darangehen konnte, die zwischen den Sohlenblöcken verbliebenen Plomben zu schließen.

Ein Rückblick auf die beschriebene Baustelleneinrichtung zeigt, daß durch eine besonders weitgehende, in allen Einzelheiten durchdachte Mechanisierung der Bauvorgänge der Lohnaufwand für die Erd- und Betonarbeiten auf ein Mindestmaß gesenkt werden konnte. Während des Vollbetriebes der Betonanlage betrug die Gesamtbelegschaft der Baustelle einschließlich der Arbeitskräfte in den Werkstätten, beim Ausladen der Baustoffe und aller unproduktiven Kräfte 700 Mann, wobei gleichzeitig außer den Beton-, Schalungs- und Bewehrungsarbeiten noch in größerem Umfang Erdarbeiten und weitere Ausbaurbeiten geleistet wurden. In dieser Zeit wurden durchschnittlich monatlich 25 000 m<sup>3</sup> bewehrter Beton fertiggestellt.

Die für die Baustelleneinrichtung gefundenen Lösungen mögen im Vergleich zu den an anderen Betonbaustellen ähnlichen Umfangs gewählten aufwendigen Installationen bescheiden und einfach erscheinen. Die ausführende Firma war der Ansicht, daß es die vornehmste Aufgabe des Ingenieurs ist, das Verhältnis zwischen der Leistung und dem zu ihrer Bewältigung notwendigen technischen Aufwand

so günstig wie möglich zu gestalten. Manche nunmehr einfach und selbstverständlich erscheinende Lösung wurde erst nach langem Suchen und oft nur nach umständlichen Umwegen gefunden. Dies gilt nicht nur für die Betriebs-einrichtungen der Baustelle, sondern ebenso sehr für die Konstruktion des Docks selbst.

Zum Schluß sollen die Namen derjenigen genannt werden, die besonders zum Gelingen dieses Bauvorhabens beigetragen haben: Die Inhaber der Werft hatten ihre Bauabteilung unter der Leitung von Herrn Obering. Bahr mit der Abwicklung des Baues beauftragt und Herrn Dipl.-Ing. Heinrich für diese Bauaufgabe als verantwortlichen Bauleiter bestimmt. Seitens des Staates war die Aufsicht der Baudirektion Hamburg unter Leitung des Herrn Baudirektors Bunnies übertragen. Die Gesamtausführung mit Ausnahme der Lieferung des Docktores und der maschinellen Einrichtung für das Pumpenhaus war der Firma Dyckerhoff & Widmann K.-G., Niederlassung Hamburg, übertragen, die mit der Bauoberleitung den Berichtersteller, mit der örtlichen Bauleitung Herrn Obering. Ströh betraut hatte; dessen Vertreter war Herr Reg.-Baumeister Menze, Sachbearbeiter für alle beton-technischen Fragen Herr Reg.-Baumeister Greune, Sachbearbeiter für die konstruktiven Fragen die Herren Dipl.-Ing. Lütge und Niehues. Der Entwurf der Baustelleneinrichtung wurde von der Maschinenverwaltung der Firma unter der Leitung von Herrn Baurat Dr. Habild vor allem von Herrn Ing. Eschenauer aufgestellt.

Der Bauingenieur kommt nur selten in die Lage, ein Bauvorhaben dieses Umfangs vom ersten Auftauchen der Wünsche des Auftraggebers an über den Vorentwurf, die konstruktive Durcharbeitung im einzelnen, die praktische Durchführung einschließlich des Entwurfes aller Arbeitsgänge und der hierzu notwendigen mechanischen Einrichtungen bis zur Übergabe des Bauwerkes an den Auftraggeber lückenlos in seiner Hand zusammenzufassen. Deshalb ist es oft schwierig, die Auswirkung eines irgendwann getroffenen Entschlusses in all seinen Folgerungen zu überblicken und daraus wirksame Schlüsse zu ziehen. Das Bauwerk, über dessen Entstehung und Durchführung berichtet wurde, war in dieser Hinsicht eine Ausnahme; daher bot diese Aufgabe für alle dabei Beschäftigten eine besondere Freude und Befriedigung, und es ist anzunehmen, daß dieser Umstand auch dem Bauwerk selbst, das nach der Übergabe alle gestellten Anforderungen erfüllte, zugute gekommen ist.

## Kurze Technische Berichte.

### Der Anderson-Range-Damm, der derzeit höchste Erddamm der Welt.

Im Zuge des Ausbaus des Columbia-Stromes im Nordwesten der USA, dessen Einzugsgebiet 600 000 km<sup>2</sup> und dessen mittlerer Jahresabfluß 90 Mrd. m<sup>3</sup> beträgt, sind 5,6 Mrd. Dollar bereitgestellt worden, um einen Talsperrenraum von 30 Mrd. m<sup>3</sup> und eine Ausbauleistung von 25 Mrd. kW zu schaffen. Der Talsperrenraum dient neben der Stromerzeugung in erster Linie der künstlichen Bewässerung. Nach Fertigstellung des Ausbaus werden rund 2,2 Mill. ha in den drei Anliegerstaaten Washington, Oregon und Idaho künstlich bewässert werden können. In dem südlichen der beiden Hauptzuflüsse des Columbia-Stromes, dem Snake, ist kürzlich die Anderson-Range-Talsperre mit 600 Mill. nutzbarem Stauraum in Betrieb genommen worden, durch welche der 130 000 ha große Boise-Bewässerungsdistrikt durch Einbeziehung des Mountain-Home-Distriktes auf 290 000 ha gebracht werden soll. Das Abschlußbauwerk, ein gewalzter Erddamm von 138 m Höhe, 410 m Länge und 912 m Basisbreite, ist der derzeit höchste Erddamm der Welt. Sein Inhalt beläuft sich auf 7 Mill. m<sup>3</sup> Schüttmasse. Die energiewirtschaftliche Ausnutzung der durch den Damm geschaffenen Gefällstufe wird eine jährliche Stromerzeugung von 100 Mill. kWh liefern. Die Hochwasserentlastung ist für 900 m<sup>3</sup>/s ausgebaut, von denen 600 m<sup>3</sup>/s durch einen Hochwasser-

überfall und 300 m<sup>3</sup>/s durch Entlastungstollen bewältigt werden. Die Gesamtausbaukosten einschl. des Kraftwerks haben 30 Mill. Dollar betragen.

Das abnormale Verhältnis eines Dammes, der mehr als doppelt so breit als lang ist, rührt daher, daß die Boise, ein Nebenfluß des Snake, an der Staustelle gerade eine Schleife macht (Abb. 1). Der Querschnittsaufbau ist der bei gewalzten Dämmen heute meist übliche Filteraufbau (Abb. 2) mit dichtem Material in dem sehr breit gehaltenen Kern (a), halbdichtem in den Anschlußbereichen (b) und durchlässigem in den Außenbereichen (c). Die Sicherung der Wasserseite bildet eine 1 m starke Steinschüttung, während die Luftseite und insbesondere der Mauerfuß durch schwere Steinbrocken in einer Schichtstärke von 10 bis 30 m gesichert ist. Bemerkenswert ist die ungewöhnliche Längenentwicklung dieser Steinbrockensicherung, die das Ergebnis der an anderen Dämmen dieser Art gemachten Erfahrungen ist. Wie es bei Erddämmen meist üblich ist, ist die wasserseitige Vorsperre in den Dammquerschnitt mit einbezogen worden.

Bemerkenswert ist die solide trapezförmige 35 m tiefe und 60 m breite Herunterführung des Dammquerschnitts auf den Felsen. Zwei 1 m dicke und im Durchschnitt 3 m hohe Fußmauern (Abb. 2 und 3) bilden das Widerlager für die beiden Dichtungsschleier und unterbinden gleichzeitig Durchsickerungen längs der Gründungsfläche. Die Einpreßlöcher unter den Fußmauern wurden in 3 m Ab-

stand angeordnet und die Tiefen waren 15 m, 30 m, 15 m, 45 m, 15 m, 30 m, 15 m, 45 m usf. In schlechten Felsbereichen wurde die Zahl der Löcher entsprechend vermehrt. Der Lochdurchmesser war durchweg 60 mm. Die 15-m-Löcher wurden im

Schlagbohrverfahren, die übrigen im Diamantbohrverfahren gebohrt. Das Auspressen erfolgte in Stufen von 6 bis 9 m Länge. Der Druck betrug in den oberen Stufen 2 bis 4 atü und ging in den unteren Stufen bis auf 15 atü hinauf. Der Wasserzementfaktor der Zementbrühe betrug gewöhnlich  $W/Z = 5$  in Raumteilen, nach Anfang ging man auf  $W/Z = 2$  hinauf. Im Durchschnitt wurden 150 l Zement je m Loch verbraucht.

Die Schüttung des dichten Kerns bestand aus einem sandigen Lehm von höchstens 6 mm Korn und 16% Ton (Korngröße kleiner als  $1/200$  mm). Es wurde mit 12,5% Feuchtigkeitsgehalt eingerollt; nach dem Einrollen betrug die Wichte 2,18 t/m<sup>3</sup>. Die spez. Durchlässigkeit des eingerollten Materials belief sich auf 0,015 m/Jahr.

Bei dem halbdichten Schüttgut waren 44% größer als 6 mm; es wurde mit 10,5% Feuchtigkeitsgehalt eingerollt

Das undurchlässige und halbdurchlässige Material wurde nach entsprechender Anfeuchtung in 20-cm-Lagen eingebracht und eingerollt. Die 20 t schweren Schaffsfüßroller (Abb. 4) gingen 12mal über jede Lage hinweg.

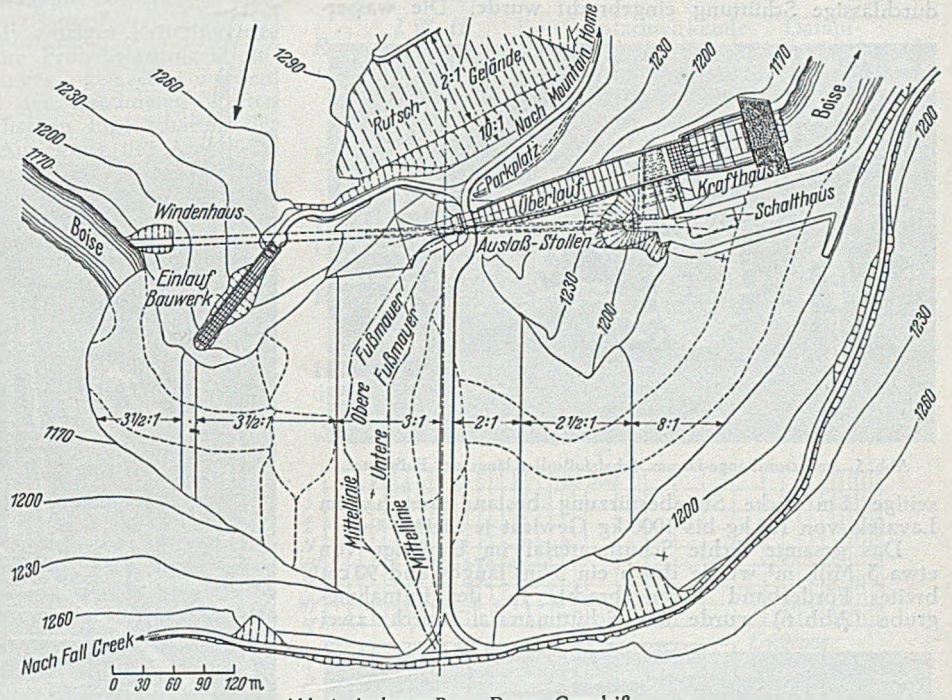


Abb. 1. Anderson-Range-Damm. Grundriß.

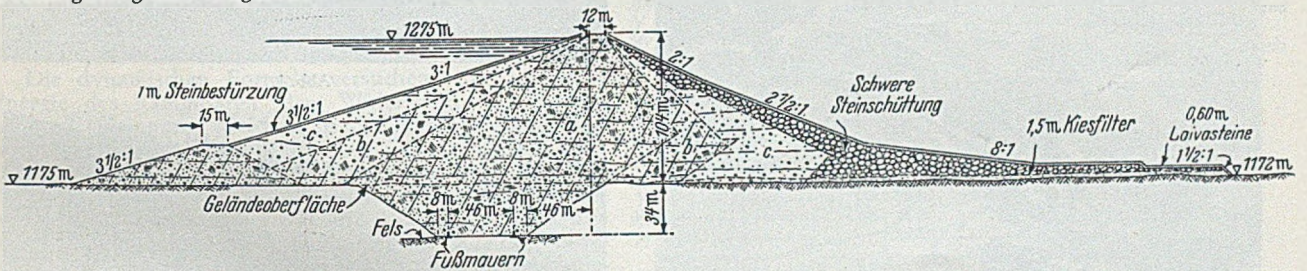


Abb. 2. Anderson-Range-Damm. Querschnitt.

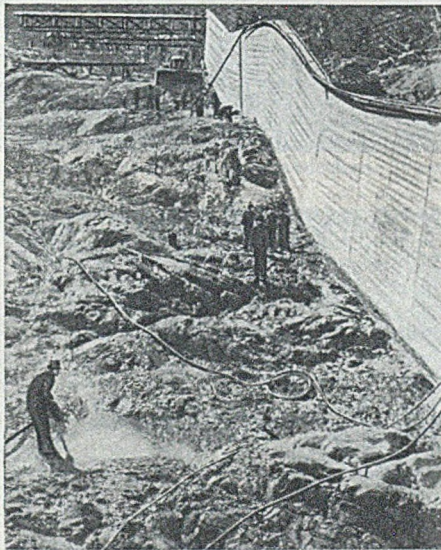


Abb. 3. Anderson-Range-Damm. Vorbereitung des Gründungsfelsens und der Fußmauer.

Ein guter Verbund zwischen den einzelnen Lagen wurde durch Aufrauen und Anfeuchten hergestellt. An den Fußmauern wurden Spezialschaffsfüßroller (Abb. 5) verwendet, die ein Einwalzen bis ganz an die Mauer heran erlaubten. Im Bereich des Dammaufsatzes auf den Felsen wurde dieser sorgfältig von Hand gesäubert und mit

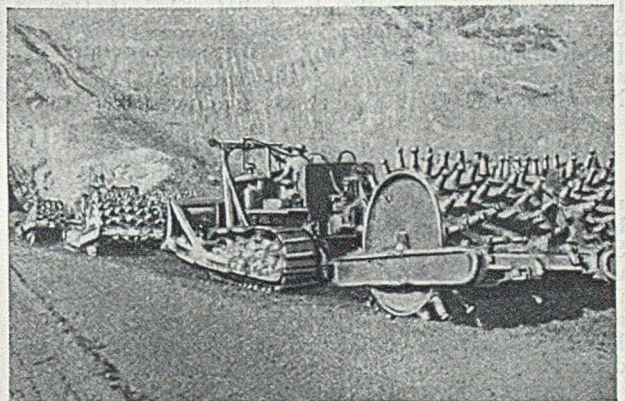


Abb. 4. Anderson-Range-Damm. Schaffsfüßrollerkolonne.

und besaß nach dem Einrollen eine Wichte von 2,30 t/m<sup>3</sup>. Die spezifische Durchlässigkeit belief sich auf 6 m/Jahr.

Das durchlässige Schüttgut bestand in der Hauptsache aus Sand und Kies; 64% waren größer als 6 mm. Die Wichte belief sich auf 1,80 t/m<sup>3</sup> und die spezifische Durchlässigkeit auf 240 m/Jahr.

Druckluft und Wasserstrahl abgespritzt, bevor die Schüttung aufgebracht wurde. Das durchlässige Kiessandmaterial wurde in 30-cm-Lagen eingebracht und durch Einschlämmen und Einwalzen verdichtet. Die luftseitige Steinfüllung wurde in 1-m-Lagen eingebracht und auf die oberen 60 cm mit schweren Lavasteinen abgedeckt, um

ein einheitliches Aussehen entstehen zu lassen. Unterhalb der Steinfüllung wurde der Baugrund sorgfältig planiert und eingerollt und zunächst mit einem 1½ m starken Kiessandfilter versehen, das in der gleichen Weise wie die durchlässige Schüttung eingebracht wurde. Die wasser-

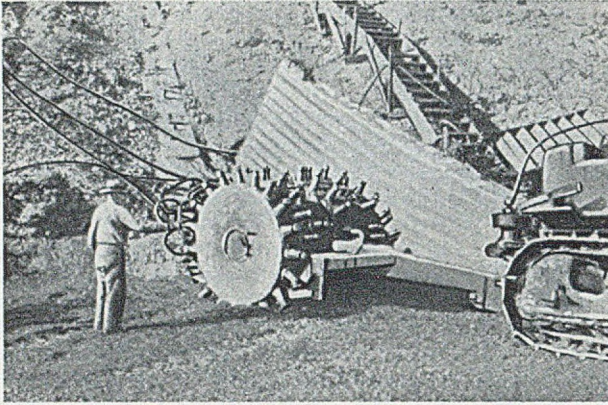


Abb. 5. Anderson-Range-Damm. Schafsfußroller längs der Fußmauer.

scitige 1 m dicke Steinbestürzung bestand aus hartem Lavafels von 100 kg bis 1000 kg Gewicht je Stein.

Das gesamte dichte Schüttmaterial im Umfange von etwa 3 Mill. m<sup>3</sup> wurde durch ein 3 km langes und 90 cm breites Förderband herangebracht. In der Entnahmegrube (Abb. 6) wurde das Schüttmaterial durch zwei

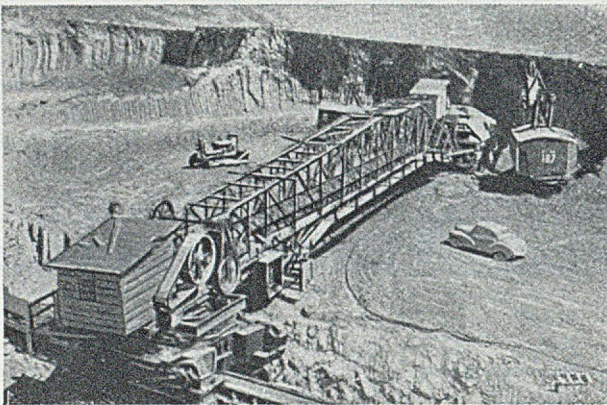


Abb. 6. Anderson-Range-Damm. Entnahme des dichten Füllgutes. Bandquerförderer und Längsband.

6-m<sup>3</sup>-Löffelbagger entnommen und dem Bunker eines „Pendulum“ genannten Bandförderers zugeführt und von dort an das vorerwähnte Transportband weitergegeben. Die Länge des Bandförderers betrug etwa 60 m. Die Leistung des Transportbandes belief sich auf 1100 m<sup>3</sup>/Stunde bei einer Bandgeschwindigkeit von 19 m/Minute. [Nach Engineering 166 (1948) S. 145, 169, 265 und 289, sowie Le génie Civil 125 (1948) S. 311 und Engineering News-Record 141 (1948).] F. Tölke, Karlsruhe.

### Brückenmontage mit Kabelkran.

Eine bemerkenswerte Brückenmontage führte die American Bridge Co. durch, indem sie einen einfachen Fachwerkbalken von 58,5 m Spannweite ohne Verwendung von Stützgerüsten aufstellte. Wegen der großen Wassertiefe und der zu fürchtenden Hochwässer hing man den Stahlüberbau an zwei Tragkabeln auf, über jeder Tragwand eines, während die Materialzufuhr über einen besonderen Kabelkran erfolgte. Tragkabel und Kabelkran wurden durch 20 m hohe A-förmige Holztürme gestützt.

Der Aufstellungsvorgang für den 130 t schweren Überbau gestaltete sich sehr einfach. Zuerst wurden die 7 mittleren Querträger einzeln herangebracht und mit Drahtseilen aufgehängt, in denen Spannschlösser als Hubvorrichtungen eingebaut waren, um die Höhenlage in gewissen Grenzen regulieren zu können. Auf Abb. 1 sieht man die Querträger mit den Aufgurten, die Hauptträger, sowie die Tragkabel mit den Aufhängungen, im Hintergrund das Merwin-Wasserkraftwerk. Abb. 2 gibt Einzelheiten der

Konstruktion und der Hilfsvorrichtungen, die wohl keiner näheren Erläuterung bedürfen. Der Kabelkran war auf den Holztürmen beweglich gelagert, so daß seine Stütz-

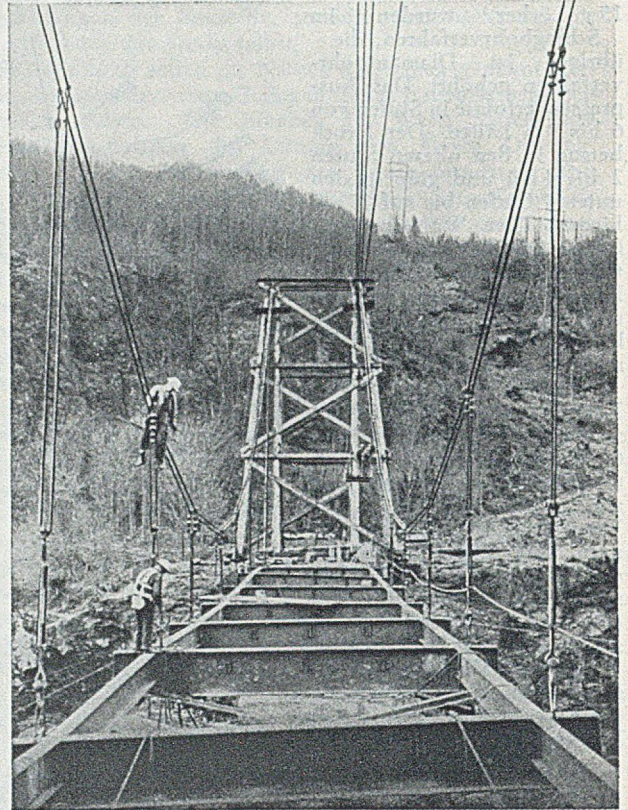


Abb. 1.

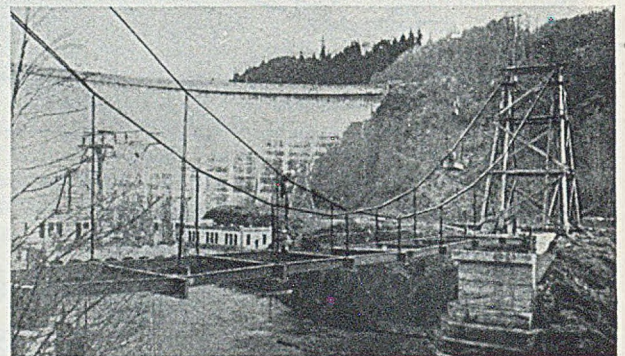


Abb. 2.

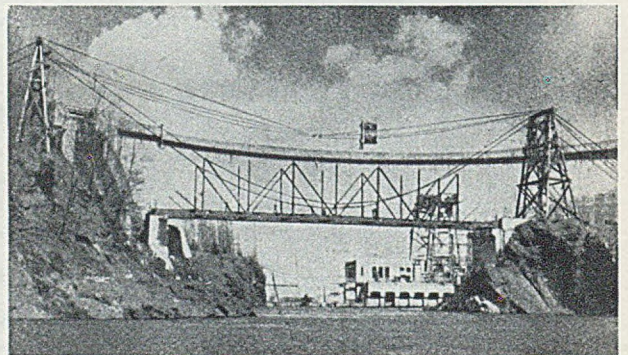


Abb. 3.

punkte in der Querrichtung leicht verschoben werden konnten, um die gesamte Grundfläche der Brücke zu bestreichen. Abb. 3 zeigt ein weiter fortgeschrittenes Baustadium mit der Kabelaufhängung und dem Kabelkran. [Nach Construction Methods 31 (1949) Nr. 5, S. 42.]

F. Schleicher, Düsseldorf.



## Die Beziehung zwischen Pfahlformeln und Belastungsversuchen.

### Zusammenfassung.

Rammformeln werden oft als einziges Kriterium der Tragfähigkeit von Pfählen, ohne Probelastungen, angewandt. Wenn Probelastungen gemacht wurden, wichen die Ergebnisse oft von den errechneten Werten ab. Betrachtungen der physikalischen Eigenschaften der Böden und Pfähle sowie die Auslegung der Ausdrücke in den Formeln deuten auf diese Abweichungen hin und zeigen auch brauchbare Mittel, um sie zu vermeiden. Der Eindringungswiderstand steht zum Widerstand bei ruhender Belastung in einer endgültigen Beziehung nur in solchen Böden, in denen der vorherrschende Widerstand durch nichtbindiges Material geliefert wird. Ein Studium von 35 Fällen in Böden dieser Art, in denen Werte für das Nachgeben bei Probelastungen und der Widerstand der errechneten Werte aus den verschiedenen gebräuchlichen Formeln verglichen werden, zeigt die unbefriedigende Streuung der Werte aus den üblichen abgekürzten und die im allgemeinen befriedigenden Ergebnisse aus den umfassenderen Formeln. Die Anwendung einer statischen Formel für die vorläufige Bestimmung der Pfahlänge und als Nachprüfung in anderen Fällen erscheint ratsam. Der diesem Bericht zugrundeliegende Aufsatz von Chellis [1] ist bemerkenswert nicht nur wegen der angegebenen Werte und kritischen Betrachtung der Formeln, sondern auch weil er einen wesentlichen Einblick in die Vergleiche bei den Hauptbodenarten (nichtbindig — bindig) vermittelt.

### Einleitung.

Gibt es eine Beziehung zwischen der Tragfähigkeit eines Pfahles und seinem Rammwiderstand? Diese Frage war lange Zeit Anlaß zu widersprechenden Meinungsäußerungen. Ergebnisse von dynamischen, statischen und empirischen Formeln wurden reichlich geboten.

Die dynamischen Formeln versuchen, die kinetische Energie des Rammbären dem Widerstand des Bodens gegen Eindringung gleichzusetzen. Die statischen Formeln setzen das Tragvermögen des Pfahles unter einer Last der Scherbeanspruchung des Bodens oder der Reibung zwischen Pfahl und Boden gleich. Empirische Formeln gründen sich meist auf die Ergebnisse von Versuchen unter begrenzten Bedingungen oder auf die Festigkeit des Pfahles als Säule ohne Beziehung zu den Ramm- oder Bodenbedingungen. Die allgemein gebräuchlichen Formeln sind die dynamischen Aufbaues. Es geht nun nicht darum, die verschiedenen Formeln abzuleiten oder ihre mathematischen Vorzüge herauszustellen. Sie mögen je nach Wunsch als theoretisch oder empirisch angesprochen werden. Es gilt aber, ihre Brauchbarkeit durch Vergleiche mit Belastungsversuchen<sup>1</sup> festzustellen und sich dabei über die Streuung der zu erwartenden Werte eine Meinung zu bilden. Für die dynamischen Formeln nur einige Beispiele:

In den USA. wird am meisten bisher die sogenannte „Engineering-News“-Formel [2] gebraucht. Die Formel von Eytelwein wurde oft für schwere Pfähle angewandt. Abwandlungen dieser beiden Formeln und die Navy-McKay-Formel werden ebenfalls für schwere Pfähle empfohlen. In England ist die Hiley-Formel [3] durch die Vereinigung der Konstruktionsingenieure in London entwickelt worden und allgemein in Gebrauch, wenn auch mit dem Wert  $L$  als der vollen Länge des Pfahles. Einige Formeln seien hier kurz genannt.

$$R = \frac{2 W_r H}{s + 0,1} \quad \text{Engineering-News-Formel,} \quad (1)$$

für Fallhämmer.

$$R = \frac{2 W_r H}{s + 0,1} \quad \text{für einfachwirkende Dampfhämmer.} \quad (2)$$

$$R = \frac{2 E_n}{s + 0,1} \quad \text{für doppelwirkende und} \quad (3)$$

Differential-Dampfhämmer.

Mathematisch schließen die Formeln (1), (2) und (3) einen Sicherheitsfaktor von 6 ein.

<sup>1</sup> Dabei ist zu betonen, daß eine Probelastung auf einem gerammten Pfahl streng genommen nicht die zulässige Dauerbelastung des Pfahles angibt (z. B. wenn der Pfahl in bindigem Boden steht)!

$$R = \frac{2 W_r H}{s \left( 1 + \frac{W_p}{W_r} \right)} \quad \text{Formel nach Eytelwein,} \quad (4)$$

für Dampfhämmer.

$$R = \frac{2 W_r H}{s + 0,1 \frac{W_p}{W_r}} \quad \text{für einfachwirkende Dampfhämmer} \quad (5)$$

wird Gl. (4) ebenfalls mit Einschluß eines Sicherheitsfaktors von 6 verwandt.

$$R_u = \frac{e_f W_r h}{s + \frac{1}{2} (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (6)$$

Hiley-Formel für doppelwirkende und Differential-Dampfhämmer.

$$R_u = \frac{12 e_f E_n}{s + \frac{1}{2} (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (7)$$

Hiley-Formel für doppelwirkende und Differentialdampfhämmer,

worin  $C_2 = \frac{R_u l}{A E}$  ist.

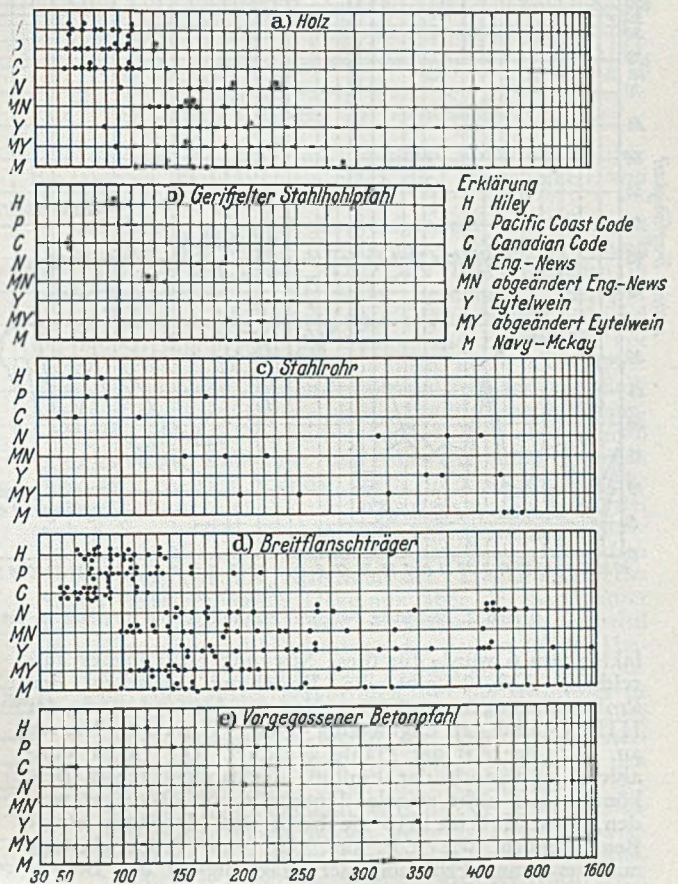


Abb. 1. Streuung von Widerstand, errechnet aus den verschiedenen Pfahlformeln und beobachteter Grenzprobelast.

$$R_u = \frac{2 W_r H}{s \left( 1 + 0,3 \frac{W_p}{W_r} \right)} \quad \text{Die Navy-McKay-Formel,} \quad (8)$$

auch für einfach- und doppelwirkende Hämmer, ebenfalls mit einem Sicherheitsfaktor von 6.

(Auf Wiedergabe der Erläuterungen im einzelnen muß hier verzichtet werden.)

Jede dynamische Formel kann nur einen Wert für die wirkliche Dauertragfähigkeit geben, wenn der Bodenwiderstand, der dem Rammschlag entgegenwirkt, derselbe ist wie der Dauerwiderstand des Bodens unter einer statischen Last. Daraus ergibt sich, daß beim nichtbindigen Boden, wie Sand und Kies, die Kraft des Schlages durch die Bodenteilchen aufgefangen wird, weil sich das Wasser in den Poren frei bewegen kann. Im Ton dagegen wird die Kraft des Schlages durch das Poren-

wasser aufgefangen. Dazu kommt die Möglichkeit der Schmierung zwischen den Bodenteilchen sowie dem Pfahlmantel und dem Boden während des Rammens. Bereits dadurch wird der große Unterschied in der Beurteilung dynamischer Rammformeln zwischen bindigen und nichtbindigen Böden angedeutet. Die Arbeit Chellis [1] gibt eine sehr ausführliche Bewertung all dieser Einflüsse. Da seine Versuche, in Tabellen übersichtlich zusammengestellt, noch eine Reihe anderer Veränderlicher enthalten, wie Gewicht und Abmessung der Pfähle, Material (Holz, Stahl, Beton), seien hauptsächlich seine Schlußfolgerungen im großen zitiert. Beim Vergleich der Rammformeln und der Probelastungen kommt er für die Hiley-Formel zu einer Streuung zwischen 55 und 125% (errechnete Last zu Probelast), bei der Engineering-News-Formel von 100 bis 700%, bei Eytelwein von 90 bis 1800% und bei der Navy-McKay-Formel von 99% bis unendlich. Eine Übersicht gibt Abb. 1. Selbst der sonst übliche Sicherheits-

1. daß die Tragfähigkeit einer Gruppe von n Pfählen oft geringer ist als das n-fache des Einzelpfahles, weil sich die Einflußzonen überschneiden,

2. daß kein Pfahl schlechte Böden unter seiner Spitze verbessern kann, und wenn die Bodenart unter den Pfahlspitzen so ist, daß sie sich unter der Last des Bauwerks konsolidiert, wird eine Setzung durch das Pfählerammen nicht vermieden.

Das deckt sich mit unseren Beobachtungen sowohl bei Modellversuchen wie auch in der Praxis [7].

Die Schlußfolgerungen lauten, daß die Hiley- und einige andere Formeln brauchbare Handhaben für den Entwurf von Pfahlgründungen bilden in Böden, in denen der überwiegende Rammwiderstand durch nichtbindiges Material gestellt wird. Auf vielen kleineren Baustellen sind Probelastungen nicht durchführbar. Außerdem muß man meist die Länge der erforderlichen Pfähle vorher kennen. Wenn die Bohrungen einen Boden nachweisen, in dem eine dynamische Rammformel anwendbar ist, scheint es, als ob brauchbare Ergebnisse für diese Zwecke errechnet werden könnten. Bei großen Bauvorhaben sollten die Werte durch Probelastungen bestätigt werden.

Die Diskussionsbeiträge zu [1] gaben noch einige wertvolle Hinweise. Im großen ganzen sind sie meist zustimmend und erläutern gewisse Zusammenhänge aus ihrer praktischen Erfahrung.

Lee unterstreicht die Brauchbarkeit der Hiley-Formel und erwähnt, daß die Eytelwein- und Engineering-News-Formel sich ebenfalls in der Praxis halten. Für bindige Böden bestände keine Beziehung zwischen Formel und Probelastung. Dennoch glaubt er nicht, daß die Hiley-Formel theoretisch korrekt sei und meint, die nächsten Jahre würden weitere Klärungen bringen.

Feld, Kafka, Pimm und Hartley betonen den Unterschied zwischen vorübergehender und Dauer-

last, besonders bei bindigen Böden, bei denen sie ebenfalls keine Beziehung zwischen Formel und Probelastung sehen. Auf die Bedeutung des Faktors Zeit und der Laststufen wird hingewiesen. Kafka betrachtet einen Pfahl, der z. B. im Fels steht, als eine Säule — auch wenn sie als Pfahl eingebracht wurde — und schließt deshalb diese säulenähnlichen Pfähle von der Betrachtung aus. Da dynamische Formeln nur für nichtbindige Böden gelten, empfiehlt er Messung der elastischen Verformung durch den Hammerschlag. Alle Variablen, wie z. B. Pfahldurchmesser, werden dabei erfaßt, und er meint, daß man die Anwendung der Rammformeln auf bindige Böden nicht auszuschließen brauche. Pimm bespricht die Frage der einzusetzenden Pfahllänge und weist dann auf die britische Methode vorläufiger Versuche (eine

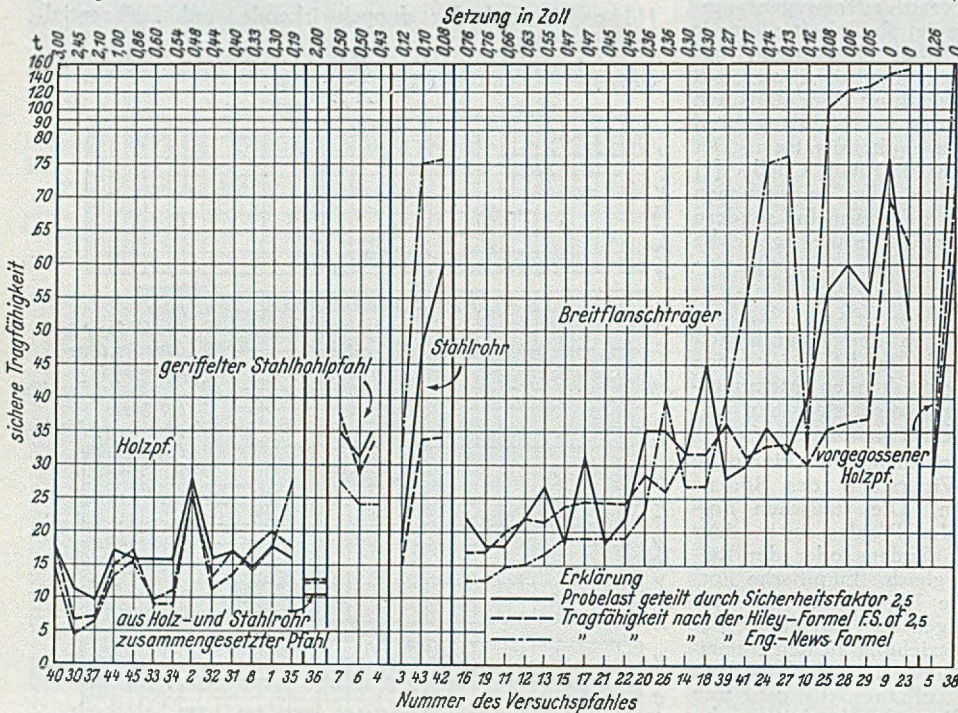


Abb. 2. Beziehung zwischen Pfahlformel und Ergebnissen der Probelastungen.

faktor von 6 würde für diese Streuung nicht immer ausreichen. Abb. 2 gibt die Beziehung zwischen den Probelastungen und dem Rammwiderstand nach der Hiley- und der Engineering-News-Formel in Kurven an, nach der Art der Pfähle geordnet. Die vielen Variablen, u. a. auch der Einfluß der Bodeneigenschaften, können hier nicht einzeln dargestellt und diskutiert werden, obwohl Chellis sie beschreibt. Dennoch einige Bemerkungen, wie z. B. die, daß eine Probelastung manchmal eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Bodens über den errechneten Wert hinaus bringen kann und ebenso eine Verringerung erklärt wird! Es wurden Fälle berichtet, in denen grobkörnige, gesättigte, durchlässige Böden bis zu 40% der angegebenen Tragfähigkeit in 24 Stunden nach der Rammung verloren [4].

Sehr lockere feinkörnige Sande und Schluffe fand man, bei denen das Wasser während des Rammens vom Pfahl weggepreßt und dadurch ein Fließzustand erreicht wurde, der geringe Widerstände zeigte, obwohl die statische Probelastung dann viel höhere Werte angab. Das deckt sich mit eigenen Beobachtungen [5]. Chellis diskutiert dann noch den Sicherheitsfaktor und empfiehlt u. a. für die Hiley-Formel etwa 2,5 bis 3, was sich ungefähr mit den Sicherheitsfaktoren bei Stahl- und Betonkonstruktionen deckt. Eine statische Formel empfiehlt er nur für vorläufige Orientierung zur Auswahl der Pfähle und nennt dabei sein „Pile-Driving Handbook“ als rohen Anhaltspunkt für die mögliche Größenordnung, wenn genauere Zahlen fehlen. Schließlich betont er noch zwei Punkte:

1. daß die Tragfähigkeit einer Gruppe von n Pfählen oft geringer ist als das n-fache des Einzelpfahles, weil sich die Einflußzonen überschneiden,

2. daß kein Pfahl schlechte Böden unter seiner Spitze verbessern kann, und wenn die Bodenart unter den Pfahlspitzen so ist, daß sie sich unter der Last des Bauwerks konsolidiert, wird eine Setzung durch das Pfählerammen nicht vermieden.

Das deckt sich mit unseren Beobachtungen sowohl bei Modellversuchen wie auch in der Praxis [7].

Die Schlußfolgerungen lauten, daß die Hiley- und einige andere Formeln brauchbare Handhaben für den Entwurf von Pfahlgründungen bilden in Böden, in denen der überwiegende Rammwiderstand durch nichtbindiges Material gestellt wird. Auf vielen kleineren Baustellen sind Probelastungen nicht durchführbar. Außerdem muß man meist die Länge der erforderlichen Pfähle vorher kennen. Wenn die Bohrungen einen Boden nachweisen, in dem eine dynamische Rammformel anwendbar ist, scheint es, als ob brauchbare Ergebnisse für diese Zwecke errechnet werden könnten. Bei großen Bauvorhaben sollten die Werte durch Probelastungen bestätigt werden.

Die Diskussionsbeiträge zu [1] gaben noch einige wertvolle Hinweise. Im großen ganzen sind sie meist zustimmend und erläutern gewisse Zusammenhänge aus ihrer praktischen Erfahrung.

Lee unterstreicht die Brauchbarkeit der Hiley-Formel und erwähnt, daß die Eytelwein- und Engineering-News-Formel sich ebenfalls in der Praxis halten. Für bindige Böden bestände keine Beziehung zwischen Formel und Probelastung. Dennoch glaubt er nicht, daß die Hiley-Formel theoretisch korrekt sei und meint, die nächsten Jahre würden weitere Klärungen bringen.

Feld, Kafka, Pimm und Hartley betonen den Unterschied zwischen vorübergehender und Dauer-

last, besonders bei bindigen Böden, bei denen sie ebenfalls keine Beziehung zwischen Formel und Probelastung sehen. Auf die Bedeutung des Faktors Zeit und der Laststufen wird hingewiesen. Kafka betrachtet einen Pfahl, der z. B. im Fels steht, als eine Säule — auch wenn sie als Pfahl eingebracht wurde — und schließt deshalb diese säulenähnlichen Pfähle von der Betrachtung aus. Da dynamische Formeln nur für nichtbindige Böden gelten, empfiehlt er Messung der elastischen Verformung durch den Hammerschlag. Alle Variablen, wie z. B. Pfahldurchmesser, werden dabei erfaßt, und er meint, daß man die Anwendung der Rammformeln auf bindige Böden nicht auszuschließen brauche. Pimm bespricht die Frage der einzusetzenden Pfahllänge und weist dann auf die britische Methode vorläufiger Versuche (eine



Abb. 3. Untergrundverhältnisse (Bohrung).

Art von Sondierverfahren) hin, durch die der Spitzenwiderstand unabhängig von der Mantelreibung in verschiedenen Tiefen bestimmt und durch die Hiley-Formel verwertet wird. Auch die Mantelreibung kann für sich bestimmt werden, denn sie ist erfahrungsgemäß recht wechselvoll (der beschriebene Apparat scheint sich etwa mit dem der DEGEBO-Versuche [8] zu decken). Hartley gibt Erläuterungen, um mit praktischen Erfahrungen das von Chellis Vorgebrachte zu stützen. Er empfiehlt im Hinblick auf die starke Streuung Kontrollversuche.

Angas zitiert einige Erfahrungen und nennt Versuche in Santiago (Cal.). Er erkennt die Überlegenheit der Hiley-Formel an, obwohl sie theoretisch Fehler habe und er ihr gegenüber ebenso skeptisch ist wie anderen dynamischen Formeln gegenüber. Beim Vergleich eines Holzpfehles neben einem Stahlbetonpfehl hatte ersterer die weit größere Eindringung per Schlag beim selben Bären.

**Schlußwort:**

Der Bericht [1], unzweifelhaft eine sehr fleißige Arbeit auf Grund umfangreicher Baustellenversuche, nennt alle Veränderlichen und macht einen objektiven Eindruck, ohne ein Verfahren über Gebühr zu empfehlen. Er ist uns deshalb wichtig, weil in den Berichten der II. Intern. Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen, Rotterdam, 1948, Band VI, Seite 119, die Brauchbarkeit der Rammformeln im großen ganzen abgelehnt wird. Nach Chellis sind sie jedoch für nichtbindige Böden als Vororientierung brauchbar. Dem kann man zustimmen.

**Zeichen- und Buchstabenerklärung.** Die folgenden Zeichen und Buchstaben wurden im vorhergehenden verwandt.

- A Mittel der Querschnittsfläche des gerammten Teils des Pfehles am Eintriebswiderstandsende und Zentrum in quadr. inchs.
- E Elastizitätsmodul des Pfehlmaterials.
- $E_n$  vom Hersteller für verschiedene Geschwindigkeiten des Rammhämmer in foot-pounds festgelegte Rammkraft.
- e Verformungskoeffizient: 0,5 für Bär mit Stahlamboß auf Stahl- oder Fertigbetonpfehle, 0,4 für Stahlamboß auf Holzpfehle oder auch mit stahlverkleideter Holzhaube auf Holzpfehle. 0,52 bei Rammern auf Stahlplattenhelm der Holzhauben von Stahlpfehlen. 0,25 für Rammern auf gutbeschaffenen Holzhelmen auf Fertigbetonpfehlen oder auch direktes Rammern auf Holzpfehle. 0 für verformte Hauben von Holzpfehlen oder Holzhauben.
- cf Wirksamkeit: 100 % angenommen für Sperrholzenfallhämmer. 75 % für Friktionswindenfallhämmer, Differentialdampfhämmer und einfachwirkende Dampfhämmer und 88 % für doppelwirkende Dampfhämmer. -- Unter günstigen Bedingungen werden häufige

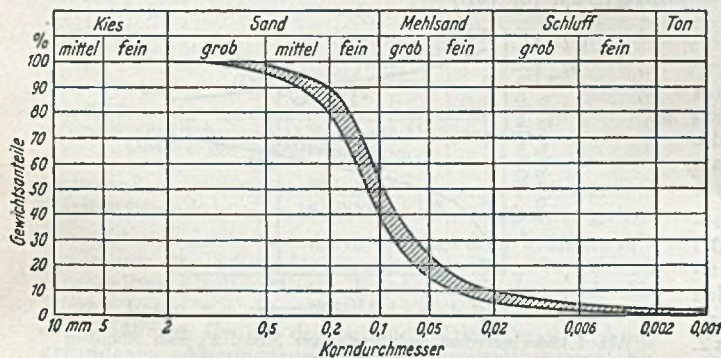


Abb. 4. Kornverteilungsband des schluffigen Mehl- und Feinsandes.

5-10 % größere Werte und unter ungünstigen Bedingungen kleinere Werte erzielt; Benutzung der Tabelle zur Berechnung von Tragfähigkeiten und höhere Werte zur Berechnung von Spannungen in Pfehlen.

- II Höhe des freien Falls des Rammhämmer, gemessen in engl. Fuß.
- h Höhe des freien Falls des Rammhämmer, gemessen in Zoll.
- L Pfehlänge, gemessen in Fuß vom Kopf bis zum Zentrum des Eintreibwiderstandes (von der Pacific Coast Uniform Building Code als „vollständige Länge“ des Pfehles definiert).
- l Pfehlänge, gemessen in Zoll vom Kopf bis zum Zentrum des Eintreibwiderstandes (von der Canadian National Building Code als vollständige Pfehlänge definiert).
- R zulässige Tragfähigkeit des Pfehles nach Einbeziehung des Sicherheitsfaktors in engl. Pfund.

- $R_u$  größtmögliche Tragfähigkeit des Pfehles (wird als größtmöglicher Eindringwiderstand vor Einbeziehung des Sicherheitsfaktors angenommen), gemessen in engl. Pfund.
- s gesamte Setzung per Rammschlag in Zoll.
- $W_p$  Pfehlsgewicht in Pfund einschließlich Rammshuhen, Rammhaube und sonstigem Zubehör.
- $W_r$  Gewicht der gesamten fallenden Masse in Pfund.  
1 engl. Pfund = 0,4536 kg.

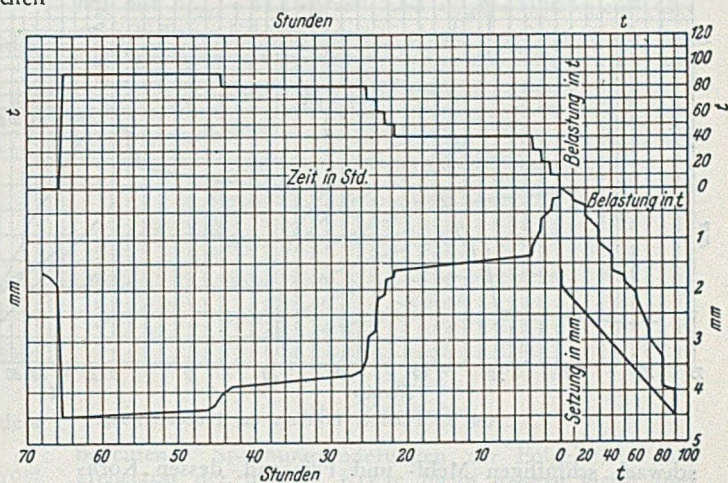


Abb. 5. Pfehl 1, Ergebnis der Probebelastung.

**Nachtrag.** Zum Vergleich einige Mitteilungen über die eigenen Feststellungen über die Tragfähigkeit von Rammpfehlen in sehr feinem Sand [5].

Anlaß dazu gaben Beobachtungen auf Baustellen mit vorwiegend diluvialen Untergrund, deren Gründung wir zu beurteilen hatten. Die DIN 1054 enthielten in einem Punkt eine zu ungünstige Bestimmung: Es war üblich, bei jeder Pfehlgründung die Eindringung während der letzten drei Hitzten zu messen, und zwar sollte vor dieser Messung nach den Richtlinien keine Rammpause liegen. Nun bleibt aber in trockenem Feinsand von einer gewissen Eindringungstiefe ab die Eindringung je Rammschlag bei gleicher Rammarbeit unverändert, obwohl man eine ständige Zunahme der Mantelreibung erwarten sollte [9]. Es wird offenbar durch die Erschütterung die innere Reibung des Sandes teilweise aufgehoben. Bei groben Sandböden dagegen stellt sich die ursprüngliche Festigkeit bald wieder her, so daß man den dynamischen Rammwiderstand als Kriterium der Tragfähigkeit des Pfehles benutzen kann. Liegt nun aber der Sand unter Wasser und sind seine Poren mit Wasser gefüllt, so wird die Verformung und Verdichtung des Sandes in der Umgebung des eindringenden Pfehles einen Überdruck im Porenwasser hervorrufen, der um so größer ist und sich um so langsamer ausgleicht, je feiner und undurchlässiger der Sand ist. Der Porenwasserüberdruck vermindert den Druck zwischen den Sandkörnern und damit die Scherfestigkeit des Sandes. Der Rammpfehl wird also bei gewöhnlicher Schlagfolge einen Boden geringer Festigkeit vorfinden und bei jedem Rammschlag tiefer eindringen, als dies im trockenen Sand bei gleicher Kornverteilung und Lagerungsdichte der Fall wäre. Bei feinsandigen Böden kann sich die Festigkeitsverminderung um den Pfehl so steigern, daß der Pfehl nahezu ohne Widerstand unter dem Rammhämmer versinkt. Wartet man hingegen mit dem nächsten Rammschlag so lange, bis der Druck im Porenwasser durch Abfließen des überschüssigen Wassers sich ausgeglichen und die Scherfestigkeit des Sandes wieder ihren ursprünglichen Wert erreicht hat, dann wird sich der dynamische Eindringwiderstand dem im trockenen Sande nähern und einen Rückschluß auf die Lagerungsdichte des Bodens und die Tragfähigkeit des Pfehles zulassen. Bei Fein- und Mehlsanden mit einer Durchlässigkeit von etwa  $10^{-6}$  m/sec wären etwa 3 bis 5 Stunden erforderlich. Praktisch ist ein solches Zeitintervall jedoch nicht möglich. Ähnliche Beobachtungen werden auch im Schrifttum zitiert [10] und [11]. Von den auf Grund dieser Beobachtungen gemachten Baustellenversuchen seien einige Beispiele zitiert: Die Stahlbetonpfehle für

die Gründung einer Kaimauer lagerten bereits auf der Baustelle. Auf Grund der Untergrundverhältnisse, die in Abb. 3 aus einer kennzeichnenden Bohrung zu ersehen sind, wurden 16 bis 18 m lange Pfähle angefertigt. Eine im Mittel 8 m betragende Einbindetiefe der Pfähle in dem

Die nach den Rampaupausen gemessenen Eindringungen stehen im Einklang mit den aus den Probelastungen abzuleitenden Tragfähigkeiten der Versuchspfähle. Es empfiehlt sich daher, in wassergesättigten Feinsanden das „Ziehen“ der Pfähle vor und nach einer Rampaupause zu messen und die nach der Pause gemessene Eindringung für die Beurteilung der Tragfähigkeit des Pfahles zugrunde zu legen. In Zweifelsfällen ist die Tragfähigkeit des Pfahls durch eine Probelastung nachzuweisen. Die Nichtbeachtung dieser Erscheinungen führt bei diesen Bodenarten zu unnötig tiefen Pfahlgründungen. Für wassergesättigte Sandböden, besonders Fein- und Mehlsand, kann also der Rammwiderstand geringer sein und sich trotzdem bei geringer Eindringtiefe die erwünschte Tragfähigkeit ergeben. Eine Änderung der DIN 1054 in diesem Sinne ist vorgesehen, und es muß ausnahmsweise empfohlen werden, nach der Rampaupause die Eindringung zu messen. Man sieht daraus, welche praktische und wissenschaftliche Bedeutung die Berücksichtigung der Bodenarten hat. Die Ansichten von Chellis werden dadurch gleichzeitig belegt. W. Loos, Karlsruhe.

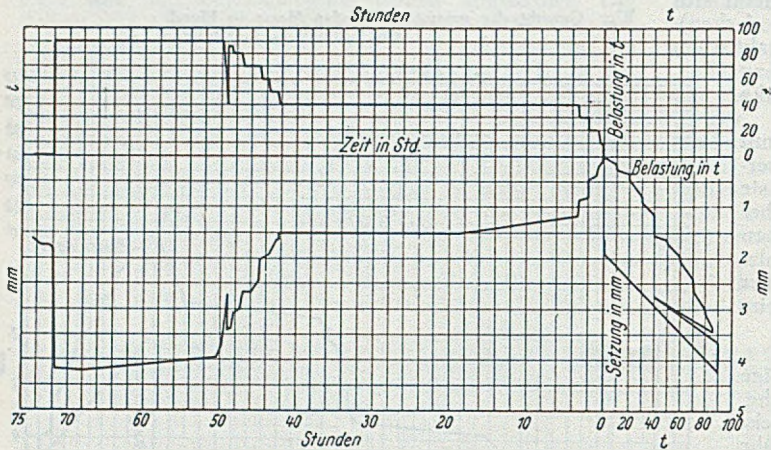


Abb. 6. Pfahl 2, Ergebnis der Probelastung.

schwach schluffigen Mehl- und Feinsand, dessen Kornverteilungsband Abb. 4 zeigt, hielt man nach den bei den Bohrungen gemachten Erfahrungen für ausreichend. Die Pfähle drangen jedoch bei den Proberammungen in dem Feinsand, selbst unter einer Rammarbeit von nur 1,2 tm, 15 mm je Rammschlag ein und fanden erst nach entsprechender Aufstockung in der darunterliegenden Grobsand- und Kiesschicht Halt, so daß man zunächst glaubte, sämtliche Pfähle in die im Mittel etwa 23 m tief unter Gelände liegende Kiesschicht rammen zu müssen.

Um der Bauleitung die Tragfähigkeit des Feinsandes vor Augen zu führen, wurden in unmittelbarer Umgebung des in Abb. 5 dargestellten Bohrloches zwei Probelastungen vorgeschlagen. Pfahl 1 wurde 4 m tief und Pfahl 2 dagegen 10 m tief in den Feinsand gerammt. Die Pfähle zogen bei einer langsam schlagenden Ramme unter einer Schlagarbeit von 2 tm in den letzten 8 Hitzten von 10 Schlägen:

Pfahl 1	Pfahl 2
160 mm	150 mm
140 ..	200 ..
120 ..	195 ..
120 ..	200 ..
120 ..	215 ..
110 .. } im Mittel	180 .. } im Mittel
110 .. } 11 mm	160 .. } 18 mm
110 .. } je Schlag	180 .. } je Schlag

Die Eindringungen lagen also weit über dem nach DIN 1054 zulässigen Höchstmaß (30 mm in der letzten Hitze). Nach einer 24stündigen Rampaupause zogen die Pfähle unter der gleichen Rammarbeit nur noch 5 mm je Schlag.

Bei den anschließend durchgeführten Probelastungen setzten sich die Pfähle unter einer Auflast von 90.t um 4,2 und 4,5 mm (Abb. 5 und 6). Das bleibende Setzmaß nach der Entlastung betrug bei beiden Pfählen 1,65 mm. Die Tragfähigkeit des 14 m langen Pfahles 1 war die gleiche wie die des um 6 m längeren Pfahles 2. Es wäre daher zwecklos gewesen, die Pfähle tiefer als 5 bis 4 m in den Feinsand zu rammen.

Die Beispiele zeigen, daß bei gewöhnlicher Schlagfolge der Ramme die in den Richtlinien zugelassenen Höchstmaße für das Ziehen von Pfählen in wassergesättigten Fein- und Mehlsanden meist um ein Vielfaches überschritten werden. Nach einer Rampaupause, die der Durchlässigkeit des Bodens entsprechend lang zu wählen ist, hat der Boden seine ursprüngliche Festigkeit wieder erreicht, und die Pfahleindringung liegt unter derselben Schlagarbeit meist im Bereich der in den Richtlinien zugelassenen oberen Grenze für das Ziehen von Rammpfählen.

Literatur.

1. R. D. Chellis: Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 74 (1948) S. 645-654.
2. A. M. Wellington: Engineering News Dez. 29 (1888) S. 509-512.
3. A. Liley: Structural Engineering Juli und August (1930) S. 246-259.
4. R. M. Miller: Transactions Amer. Soc. Civ. Eng. 105 (1935) S. 1195-1216.
5. H. Breth: Über die Tragfähigkeit von Rammspfählen. Mitteilungen Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Nr. 1. Lüneburg 1945.
6. R. D. Chellis: Pill-Driving Handbook, New York 1944.
7. W. Loos: Veröffentl. des Inst. DEGEBO, Heft 3, Berlin 1952.
8. R. Müller: Veröffentl. des Inst. DEGEBO, Heft 7, Berlin 1934.
9. R. Müller: Veröffentl. der DEGEBO, Heft 7 Berlin 1939.
10. Komarowski: Zbl. d. Bauverw. 50 (1930) Heft 50.
11. Jacoby und Davis: Foundation of Bridges and Buildings.

Spannungsumlagerung durch Schwinden und Kriechen bei Stahlbetonbauteilen.

Ein zur Diskussion gestellter Aufsatz von B o o r m a n befaßt sich mit den Spannungsumlagerungen, die bei allen Stahlbetontragwerken als primäre Schwind- und Kriechspannungen infolge des Verbundes von Stahl mit dem schwindenden und kriechenden Beton auftreten. Diese Umlagerungen ergeben sich ohne Änderung der äußeren Kräfte. (In Deutschland liegen über dieses Problem bereits eingehende Untersuchungen von Dischinger [1] und Mörsch [2] vor.)

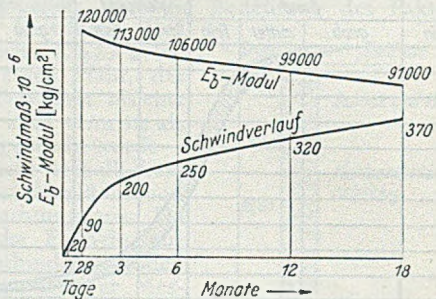


Abb. 1. Schwindverlauf und zugehöriger Modul  $E_b$  nach „Building Research Paper No. 11“.

Der Ingenieur muß sich darüber Rechenschaft geben, in welchem Maße eine Spannungsumlagerung im Laufe der Zeit infolge der plastischen Verformung des Betons auftreten kann. Obwohl Versuche bereits die Tatsache der Kräfteumlagerung bestätigt haben, wird im allgemeinen bei der Bemessung von bewehrten Betonquerschnitten der primäre Einfluß von Schwinden und Kriechen vernachlässigt.

Für Rechteckquerschnitte mit verschiedenen Bewehrungsverhältnissen und unter Zugrundelegung eines üblichen Betons 1:2:4 mit Portlandzement werden die nachstehenden Fälle untersucht, wobei die zulässigen Span-

nungen für Beton mit  $\sigma_{bzul} = 42,1 \text{ kg/cm}^2$  und für die Bewehrung mit  $\sigma_{ezul} = 1130 \text{ kg/cm}^2$ , sowie die Elastizitätsmoduli des Betons mit  $E_b = 184\,000 \text{ kg/cm}^2$  und des Stahls mit  $E_e = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$  angenommen sind.

1. Schwinden und Kriechen bei unbelastetem Querschnitt.

Bei der Berechnung geht Boorman von folgenden Annahmen aus:

1. Der Beton verhalte sich, abgesehen von Schwinden und Kriechen, vollkommen elastisch.
2. Die Querschnitte bleiben auch während des Schwindens und Kriechens eben.

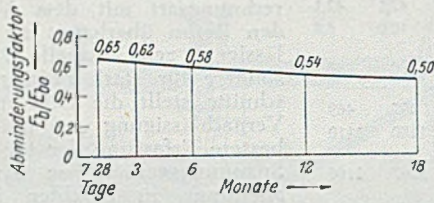


Abb. 2. Abminderungsfaktor  $E_b/E_{b0}$  für die Schwindspannungen infolge Kriechens. ( $E_{b0} = 184\,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_b$  aus Abb. 1.)

3. Die auftretenden Zugspannungen können von dem Beton aufgenommen werden.

4. Der Abstand der Bewehrung  $F_e$  bzw.  $F_e'$  vom oberen Rand des Rechteckquerschnittes betrage 0,83 d bzw. 0,17 d.

5. Dem Verlauf des Schwindens werden die auf Untersuchungen von Glanville [3] fußenden, in Abb. 1 dargestellten Werte mit zugehörigem, das Schwindkriechen erfassenden E-Modul aus „Building Research Paper No. 11“ zugrunde gelegt. (Die Schwindmaße sind im Verhältnis zu dem in den deutschen Vorschriften DIN 1045 und DIN 1075 angegebenen Wert von  $150 \div 250 \cdot 10^{-6}$  wesentlich höher. Der empfohlene E-Modul, der das infolge der Schwindspannungen ausgelöste Kriechen miterfassen soll,

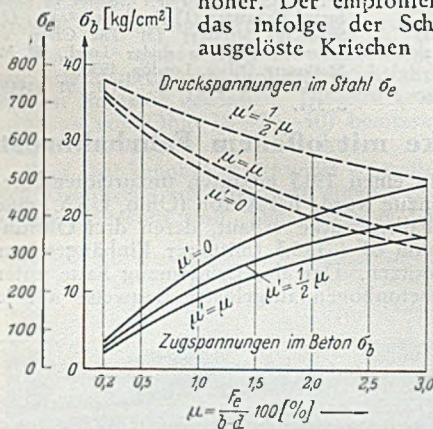


Abb. 3. Werte der Spannungen infolge Schwindens verbunden mit Kriechen nach 18 Monaten in Abhängigkeit von der Bewehrungsziffer  $\mu$ .

ist besonders interessant. Wird der eingangs angenommene Elastizitätsmodul  $E_b = 184\,000 \text{ kg/cm}^2$  zugrunde gelegt, so ergibt sich damit eine durch das Kriechen bedingte Abminderung der Schwindspannungen von der in Abb. 2 dargestellten Größe. Diese Ergebnisse decken sich für älteren Beton mit den von Mörsch [2] und Fröhlich [4] auf Grund der genauen Differentialgleichung gefundenen Abminderungswerten für vollkommen behindertes Schwinden für ein Kriechmaß von  $\varphi_n = 2$ , wenn man beachtet, daß nach 1 1/2 Jahren unter Zugrundelegung der Dischingerschen Exponentialfunktion [1] für den Schwind- und Kriechverlauf  $(1 - e^{-t})$  etwa 80 % des Endwertes erreicht sind.)

Auf Grund der aufgeführten Annahmen stellt B. mit Hilfe von Gleichgewichts- und Formänderungsbetrachtungen Gleichungen für die Spannungen auf und wertet diese Gleichungen für den in Abb. 1 dargestellten zeitlichen Verlauf des Schwindens aus. In Abb. 3 sind die Endwerte der Spannungen nach 18 Monaten für verschiedene Bewehrungsverhältnisse  $\mu' = 0$ ;  $\mu' = \mu/2$  und  $\mu' = \mu$  in Ab-

hängigkeit von  $\mu$  aufgetragen. Die im Beton durch Schwinden entstehenden Zugspannungen erreichen fast die Zugfestigkeit, so daß schon geringe Zusatzbeanspruchungen zu Rissbildung führen können.

2. Auf Biegung beanspruchter Querschnitt.

Ausgehend von einem auf Biegung beanspruchten Bauteil mit  $\sigma_{bzul} = 42,1 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{ezul} = 1130 \text{ kg/cm}^2$ , der nach 28 Tagen Erhärtungszeit belastet wird, stellt B. fest, daß bei einer reinen Zugbewehrung das Kriechen nur un-

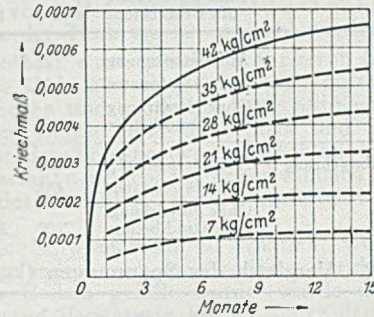


Abb. 1. Kriechverlauf.

bedeutende Spannungsänderungen zur Folge hat. Der Hebelarm der inneren Kräfte bleibt nahezu gleich und damit auch die Spannungen. Auch im Stadium II, also bei Entstehung von Rissen auf der Unterseite des Betons, treten nur geringfügige Spannungsänderungen ein. Allerdings ist durch die zusätzlichen Schwindspannungen die Gefahr der Haarrissbildung besonders gegeben.

Bei einer Druckbewehrung ergibt sich jedoch eine bemerkenswerte Umlagerung der Druckspannungen vom kriechenden Beton auf die Stahleinlagen.

Nach Glanville [3] kann das Kriechen proportional den Spannungen angenommen werden, wie dies auch aus dem in Abb. 4 dargestellten Kriechverlauf klar ersichtlich ist. Unter Annahme geradliniger Spannungsverteilung sind mit Hilfe der von der Zeit abhängigen Schwind- und Kriechwerte die Spannungen in Abhängigkeit von der Zeit durch Iteration berechnet. In welchem Maße die Umlagerung vom schwindenden und kriechenden Beton auf

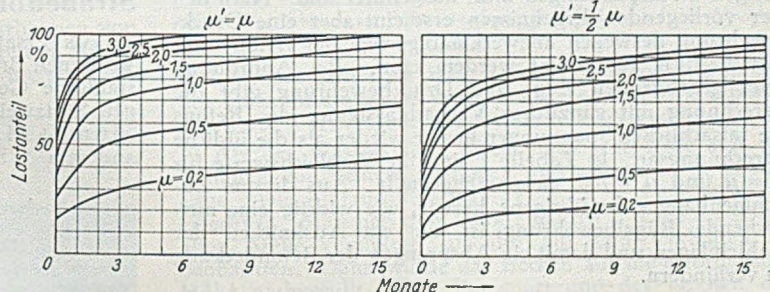


Abb. 5. Lastanteil der Druckbewehrung in % bei reiner Biegung für  $\mu' = \mu$  und  $\mu' = \mu/2$ .

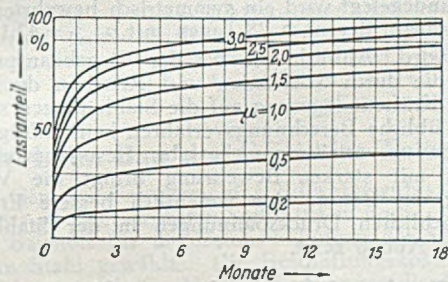


Abb. 6. Lastanteil der Bewehrung in % bei reiner Druckbeanspruchung mit symmetrischer Bewehrung.

den Druckstahl bei Rechteckquerschnitten mit einer Druckbewehrung  $\mu' = \mu$  und  $\mu' = \mu/2$  stattfindet, ist in Abb. 5 aufgezeichnet. Daraus geht hervor, daß der Beton nach 1 oder 2 Jahren nur noch sehr wenig an der Kraftübernahme beteiligt ist.

Die Verwendung einer Druckbewehrung ist schon mehrfach kritisiert worden mit der Begründung, daß die zu-

Tabelle 1. Vergleich der Spannungen (kg/cm<sup>2</sup>) aus Biegung.

		$\mu$ in % =							
			0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$\mu' = \mu$	Beton	Anfangsspannung	21,4	33,6	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1
		Nach 18 Monaten	17,3	20,7	15,8	8,7	0	0	0
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons	0	0	0	0	0	0	0
	Druckbewehrung	Anfangsspannung	162	274	373	400	415	429	436
		Nach 18 Monaten	555	830	984	914	800	766	710
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons	1250	1250	1118	960	850	787	745
$\mu' = \mu/2$	Beton	Anfangsspannung	22,4	36,1	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1
		Nach 18 Monaten	19,7	29,1	26,7	20,0	15,8	10,0	6,6
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons	0	0	0	0	0	0	0
	Druckbewehrung	Anfangsspannung	171	298	394	426	444	457	469
		Nach 18 Monaten	688	998	1243	1237	1230	1180	1110
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons	2600	2520	2000	1618	1406	1267	1160

Tabelle 2. Vergleich der Spannungen (kg/cm<sup>2</sup>) aus Druck und Biegung.

		$\mu$ in % =							
			0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$\mu' = \mu$	Beton	Anfangsspannung	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1
		Nach 18 Monaten	rd. 38,7	32,4	23,9	16,9	12,0	8,4	6,3
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons	0	0	0	0	0	0	0
	Druckbewehrung	Anfangsspannung	595	595	595	595	595	595	595
		Nach 18 Monaten		1970	1865	1750	1653	1583	1477
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons			2570	1860	1540	1354	1019
$\mu' = \mu/2$	Beton	Anfangsspannung	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1
		Nach 18 Monaten			32,0	26,7	23,9	20,4	16,9
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons	0	0	0	0	0	0	0
	Druckbewehrung	Anfangsspannung	595	595	595	595	595	595	595
		Nach 18 Monaten			2040	1900	1830	1760	1690
		Ohne Mitwirkung des Druckbetons				2560	2050	1760	1560

lässigen Stahlspannungen nicht ausgenutzt sind. Nach den hier vorliegenden Ergebnissen erscheint aber eine Druckbewehrung deswegen unzweckmäßig, weil der Beton nicht wirtschaftlich ausgenutzt werden kann. Bei Anordnung einer gleichgroßen Zug- und Druckbewehrung gibt die Berechnung mit gänzlicher Vernachlässigung des Betons die tatsächlichen Spannungen besser wieder als die übliche Berechnungsart. In Tabelle 1 sind die Vergleichswerte für  $\mu' = \mu$  und  $\mu' = \mu/2$  zusammengestellt. Aus diesem Zusammenhang geht übrigens hervor, wie wichtig eine ausreichende Bügelbewehrung ist, um ein Ausknicken der Stahleinlagen und damit ein Absprengen der Betondeckung zu verhindern.

3. Auf reinen Druck beanspruchter Querschnitt.

Zugrundegelegt wird ein symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitt, der nach 28 Tagen mit  $\sigma_{bzul} = 42,1$  kg/cm<sup>2</sup> belastet wird. Ähnlich wie bei der Biegebeanspruchung ist hier die durch Schwinden und Kriechen des Betons bedingte Kräfteumlagerung auf die Stahleinlagen so groß, daß das übliche Berechnungsverfahren kein richtiges Bild der Spannungsverteilung mehr gibt. Besonders in Querschnitten mit starker Bewehrung bringt die Vernachlässigung des Betons eine wesentlich bessere Erfassung der tatsächlichen Druckspannungen in der Stahlbewehrung, wie Abb. 6 zeigt.

4. Auf Druck und Biegung beanspruchter Querschnitt.

Aus der Schar der möglichen Belastungsfälle wird der Fall betrachtet, der eine untere Spannung von  $\sigma_b = 0$  und eine obere Spannung von  $\sigma_b = 42,1$  kg/cm<sup>2</sup> ergibt. Die Berechnung wird wie vorher durch Formänderungs- und Gleichgewichtsbetrachtungen mit Hilfe der Schwind- und Kriechkurven durch Iteration durchgeführt und ergibt eine ähnliche Umlagerung der Spannungen wie bei reinem Druck und reiner Biegung.

Die entstehenden Zugspannungen im unteren Querschnittsteil liegen in den betrachteten Fällen im Bereich der Zugfestigkeit des Betons. Treten jedoch Risse auf, wird der Beton seine Zugspannung verlieren und damit die untere Bewehrung auch einen Teil der durch die Betonzugspannungen hervorgerufenen Druckspannungen, wobei allerdings auch eine Verlagerung der Nulllinie eintritt.

Ein Vergleich der üblichen Berechnungsart mit dem Verfahren, den Beton überhaupt zu vernachlässigen, zeigt Tabelle 2. Insbesondere für stark bewehrte Querschnitte stellt die Berechnung mit Vernachlässigung des Betons eine bessere Erfassung der tatsächlichen Spannungsverhältnisse dar, wobei allerdings zu beachten ist, daß diese Werte z. T. unter den wahren Spannungen liegen.

[Nach Journal Inst. Civil Engineers 31 (1948-49), S.101-116. Die () eingeklammerten Textteile sind Zusätze des Berichters.]

Herbert Fröhlich,  
Offenbach/Main.

Literatur.

1. F. Dischinger: Bauingenieur 18 (1937) S. 595, Bauingenieur 20 (1939) S. 563, Taschenbuch für Bauingenieure, herg. von F. Schleicher, Neudruck, Berlin 1949, S. 1445.
2. E. Mörsch: Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., II. Bd., 3. Teil, Stuttgart 1941, S. 442.
3. W. H. Glanville: Studies in Reinforced Concrete: (1) Bond Resistance; (2) Shrinkage Stresses; (3) The Creep or Flow of Concrete under Load. H. M. Stationery Office, London, 1930.
4. H. Fröhlich: Z. VDI. 91 (1949) S. 554.

Straßenbrücke mit offenem Fahrbahnrost.

Als Ersatz für einen 1913 erbauten unzureichend gewordenen Brückenzug wurde bei Akron (Ohio, USA.) eine stählerne Gerberbalkenbrücke erbaut, deren drei Öffnungen Stützweiten von 64 + 146,3 (mittlerer Einhängeträger 36,6 m) + 64 m besitzen. Der alte Brückenzug hatte unter anderem 5 Stahlbetonbögen aufgelöster Bauweise mit je

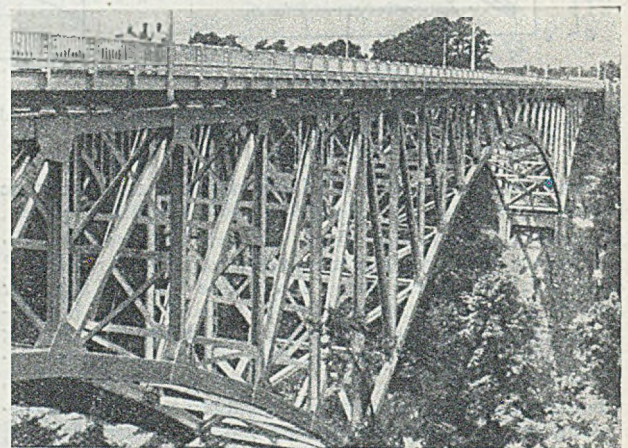


Abb. 1. Talbrücke bei Akron.

38,7 m Stützweite, bei 6,1 m Hauptträgerabstand. Für die völlige Erneuerung der Stahlbetonbrücke waren schnell fortschreitende Zerstörungserscheinungen ausschlaggebend, die zuletzt eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 16 km/h notwendig machten. Die Zerstörung der dünnen Stahlbetonkonstruktion war nach 35 Jahren schon so weit fortgeschritten, daß bereits ganze Bauglieder erneuert werden

mußten. Die Schäden werden (abgesehen von dem Anwachsen der Verkehrslasten und den stärkeren Schwingungs- und Stoßwirkungen im Vergleich zu den seinerzeit zugrunde gelegten Berechnungsannahmen) auf das Salz zurückgeführt, das im Winter gestreut wurde, um die Fahrbahn eisfrei zu halten.



Abb. 2. Einsetzen des Hauptträger-Mittelstückes.

Die neue Brücke (Abb. 1) hat Feldweiten von 9,14 m und einen Hauptträgerabstand von 12,19 m. Die beiden Gurte des Gerberbalkens haben geschlossene Kastenquerschnitte mit über die ganze Brückenlänge konstanter Höhe. Die Gesamthöhe der Stäbe beträgt im Obergurt 813 mm, im Untergurt 965 mm; die Knotenbleche sind außen aufgelegt (Abb. 2). Die unteren Gurtplatten besitzen Zugangsöffnungen in Abständen von je 1,22 m. Streben und Pfosten haben I-Querschnitt, ausgenommen die Pfosten an den Pfeilern und unmittelbar daneben, die Kastenquerschnitte erhalten haben. Die Ansicht Abb. 1 bietet deshalb ein für amerikanische Brücken ungewohntes Bild, weil die früher übliche engmaschige Dreiecksvergitterung völlig fehlt.

Einige Angaben über die Fahrbahnkonstruktion dürften interessieren, da ähnliche Leichtfahrbahnen auch bei uns an Interesse gewinnen. Die Brücke ist nach den Vorschriften von Ohio (S-20-40) bemessen, d. h. für Lastwagen von 20 bzw. 40 t Gewicht.

Der Brückenquerschnitt weist 2 Straßenfahrbahnen von je 7,93 m Breite auf, die durch einen 1,22 m breiten Mittelstreifen getrennt sind. Die beiden je 1,83 m breiten Fuß-

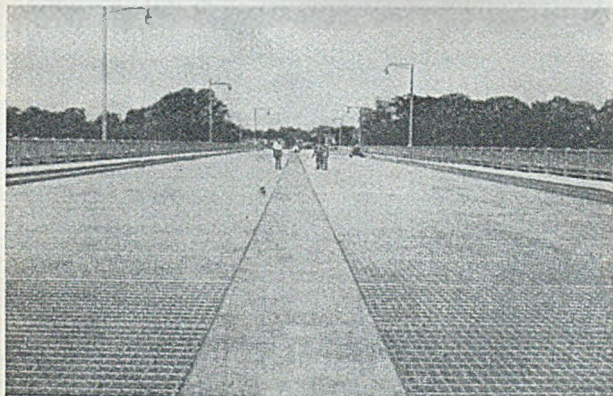


Abb. 3. Offener Fahrhornrost (Brückenbreite zwischen den Geländen 20,73 m).

wege liegen auf Konsolen. Für die Fahrbahn wurden mit den Rippen verschweißte offene Stahlroste verwendet, und zwar solche auf 127 mm hohen I-Trägern in je 1,22 m Abstand. Hervorgehoben wird die hohe Festigkeit des Fahrhornrosts bei sehr geringem Eigengewicht, die einfache Austauschbarkeit einzelner Felder und die leichte Unterhaltung im Winter, da der Schnee bei den Rosten durchfällt. Die fabrikmäßig hergestellten Roste wurden in passenden Längen verlegt, mit Fugen von rd. 6 mm für die Wärmeausdehnung.

Die Fußwege bestehen aus ähnlichen Stahlrosten auf 51 mm hohen Trägern, die jedoch mit Leichtbeton ausgefüllt

sind, um eine geschlossene Decke zu schaffen. Die Fußwege haben 1,56 % Querneigung und entwässern nach der Fahrbahn hin. [Nach Engng. News-Record 143 (1949) Nr. 8, S. 18.]  
F. Schleicher, Düsseldorf.

### Umsetzen eines Öltanks auf dem Wasserwege.

Im Zuge der Erweiterung der Shell-Anlagen in Montreal, Canada, mußte ein Ölbehälter von 18 900 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen umgesetzt werden. Der neue Standort war 185 m vom alten entfernt und lag 1 m höher. Außerdem mußte der Tank um 90° gedreht werden.

Das Problem, einen genieteten Tank von 43 m Durchm., 12 m Höhe und 386 t Gewicht so weit zu transportieren, dabei zu heben und zu drehen, war nicht einfach. Nach eingehender Besichtigung des Tanks und der Gelände-Verhältnisse des Transportweges entschloß man sich, den Tank in seine neue Lage einzuschwimmen. Eine Aussteifung des Behälters wurde nicht für erforderlich gehalten.

Um die Schwimmbahn zu schaffen, wurde um das Transportgelände herum ein Erddamm errichtet (Abb. 1). Bevor das Becken gefüllt wurde, wurde das aus Stein und Steinsand bestehende Polster unter dem Boden des Tanks durch Einspritzen von Druckwasser aufgelockert, um ein leichteres Ablösen des Bauwerks vom Untergrund zu erzielen. Ungefähr 36 000 m<sup>3</sup> Wasser wurde aus dem

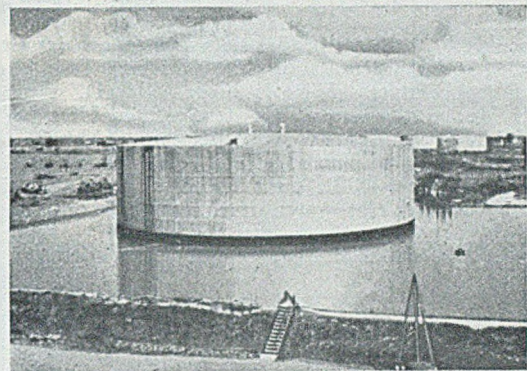


Abb. 1. Der Behälter am neuen Standort. Im Vordergrund der Abschlußdamm des künstlichen Wasserbeckens.

St.-Lawrence-Strom in das Becken gepumpt. Während des Transportvorganges mußten dauernd 11 große Pumpen das durch Versickerung abgehende Wasser ersetzen.

Als der Wasserspiegel 60 cm hoch war, löste sich der Behälter von seinem Auflager und schwamm in ebener Lage. Die Eintauchtiefe war 54 cm, d. h. 4 cm mehr als errechnet. Man ließ den Tank zunächst 3 Tage an seiner alten Stelle verankert, um ihn auf sein Verhalten zu beobachten. Dann wurde das Becken auf die erforderliche Höhe nachgefüllt. Der Transport und das Drehen des Behälters dauerten 2 1/2 Stunden. Innerhalb weiterer 2 Stunden wurde dann der Tank auf das neue Fundament abgelassen. Bis auf das Abplatzen einer anscheinend schon schadhafte Schweißnaht von 12 cm Länge hat der Transport dem Behälter nicht geschadet. [Nach Engng. News-Rec. 143 (1949) Nr. 4 vom 28. Juli, S. 44].

E. Weiß, Berlin.

### Stahl beim Bau der Génissiat-Talsperre.

Die Génissiat-Talsperre, eine Schwergewichtsmauer aus Beton, ist an ihrer höchsten Stelle 104 m hoch.

Als Baustoff für die Betonschalungen der Sperrmauer hat man Stahl gewählt. Die Beschaffungskosten mögen zwar höher sein als für Holz, dafür können die Teile öfter verwendet werden, die Ansichtsflächen des Betons und die Begrenzungsflächen der Dehnungsfugen werden ganz glatt, die Schalungsteile sind beim Ein- und Ausbau bequem zu handhaben, und im ganzen ist also die Verwendung von Stahl für Betonschalungen wirtschaftlich. Bei der Génissiat-Talsperre sind für die Schalungen, einschließlich derjenigen für die Hochwasserüberfälle, die Schächte zur Wasserentnahme und das Kraftwerkhaus rd. 1000 t Stahl verwendet worden.

Die einzelnen Schalungselemente für die Ansichtsflächen sind 2,5 m hoch und 3 m lang. Das Schalungsblech wird von aufrechten Trägern gestützt, die durch einen in ihrer Mitte gelenkig angebrachten Bolzen in der fertigen Betonschicht verankert werden. Schraubbolzen am oberen und am unteren Ende der Träger dienen dazu, die Schalungs-

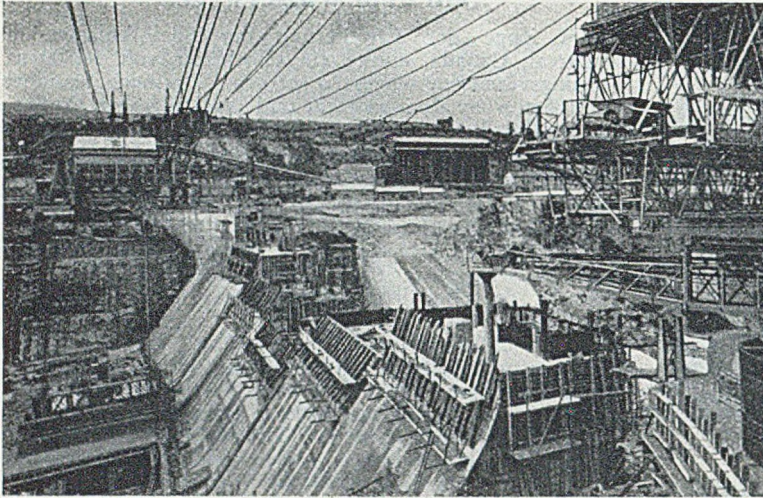


Abb. 1. Stahlschalung beim Bau der Génissiat-Talsperre.

teile senkrecht, nach vorn oder nach hinten geneigt einzustellen. An der unteren Kante der einzelnen Teile und in deren Mitte befindet sich ein Laufsteg (Abb. 1).

Der Hochwasserüberfall auf dem rechten Ufer hat bei 14 m Höhe oben offenen Trapezquerschnitt (Abb. 2). Die seitlichen Wände wurden mit Hilfe von 6 m langen Gleitschalungen hergestellt, die, durch Fachwerkträger abgestützt, auf Wagen aufgebaut waren und mit diesen auf Beton-

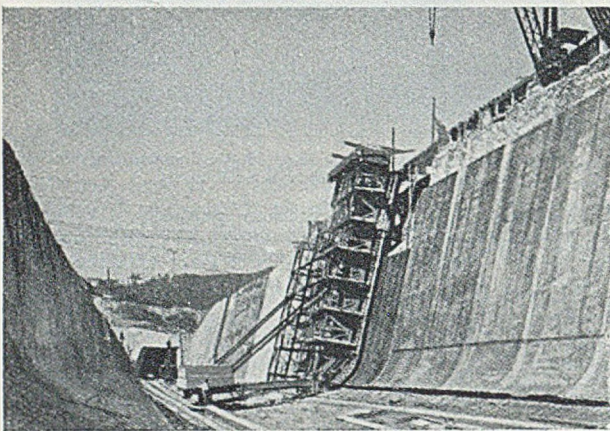


Abb. 2. Stahlschalung beim Bau des rechten Hochwasserüberfalls.

mauern mit Hilfe von Winden verschoben wurden. Die Sohle wurde so hergestellt, wie es bei Betonstraßen und bei den Rollfeldern der Flugplätze üblich ist.

Der Hochwasserüberfall auf dem linken Ufer ist zunächst ein runder Tunnel und teilt sich in drei elliptische Zweige von 10 m Höhe und 3 m Breite. Die Oberflächen sind heftigen Angriffen durch das strömende Wasser ausgesetzt, das Geschwindigkeiten bis 30 m/sek erreichen kann; der Beton muß daher glatt und dicht sein. Auch hier wurden fahrbare Schalungen verwendet, die, auf Wagen aufgebaut, auf Schienen verschoben wurden. Die 3,60 m und 2,50 m im Durchmesser großen Schächte in der Sperrmauer wurden mit Hilfe von 2,5 m hohen Gleitschalungen in Stufen von 2 m Höhe hergestellt (Abb. 3).

Die sechs i. L. 5,75 m weiten und 57 m langen Hauptdruckstollen, die vollständig in den Beton der Sperrmauer eingebettet sind, sind mit Stahlblech ausgekleidet, dessen Dicke von oben nach unten von 15 mm bis 42 mm zunimmt; nur die beiden obersten der 18 Schüsse sind 20 und 25 mm stark. Auf der Außenseite sind diese Bleche durch fachwerkartige Ringe aus Winkelstahl versteift, die den Außendurchmesser der Elemente auf 7,8 m bringen (Abb. 4 u. 5).

In der Längsrichtung sind diese Bleche verschweißt, in der Querrichtung sind die Teile verlascht und vernietet. Der Durchmesser der Niete schwankt zwischen 26 und 32 mm.

Die Druckrohre wurden auf dem Werkplatz des Lieferwerks in nach Mantellinien aufgeschnittenen Hälften hergestellt; die Teile und Schüsse wurden weiter lösbar verbunden. Sie mußten wieder zerlegt werden, weil ihr Gewicht und ihre Größe die Beförderung im ganzen unmöglich machten. An der Baustelle wurden die Teile, je zwei Schüsse, aufrecht stehend durch einige Schweißnähte verbunden und dann mit Hilfe eines Krans von 30 t Tragkraft auf eine Unterlage niedergelegt, wo die weiteren Schweißnähte von innen und außen angebracht wurden. Weiter wurden die äußeren Versteifungsringe angeschlossen. Die Schweißnähte wurden mit Röntgenstrahlen geprüft. Überdies wurden die Rohrschüsse einer Druckprobe mit dem doppelten Betriebsdruck unterworfen. An die Einbaustelle wurden die Schüsse durch zwei Wagen auf Regelspurgleisen verfahren, dann durch einen Kabelkran erfaßt und in der Sperrmauer verlegt. Hier wurden endlich die Verbindungen zwischen den einzelnen Schüssen hergestellt. Ehe die Betonumhüllung eingebracht wurde, wurden die Nietreihen auf Dichte durch Druckwasser vom einundeinhalbfachen Betriebsdruck geprüft. Die vier untersten Schüsse wurden

unter Vermittlung von Verankerungsträgern, die an die Versteifungsringe angeschlossen sind, aufgelagert, die nächsten Schüsse wurden freitragend vorgebaut, worauf der Beton eingebracht wurde.

Während des Krieges mußten die Bauarbeiten an der Talsperre fast zwei Jahre unterbrochen werden. Um den Arbeiterstamm des Lieferwerks während dieser Zeit zu beschäftigen, wurden Rohrschüsse auf Vorrat hergestellt. Bei

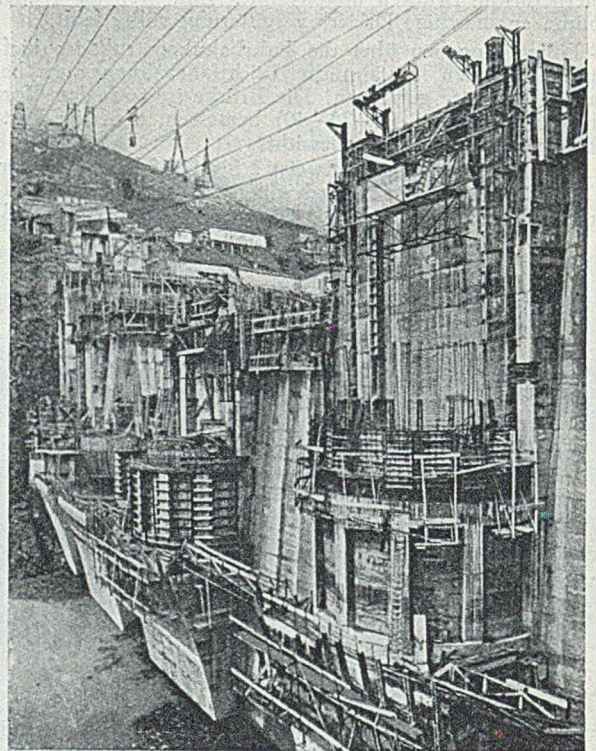


Abb. 3. Schalung am Entnahmeturm.

ihrer Größe und ihrem Gewicht mußten besondere Kräne und andere Hilfsmittel, so Wägebalken zum Aufhängen der Teile am Kranhaken, angewendet werden, um sie zu stapeln und wieder vom Stapel aufzuheben. Sorgfältige Arbeit bei Herstellung der einzelnen Teile hatte zur Folge, daß die anstoßenden Schüsse gut aneinander paßten. Die Steifigkeit der Rohre ermöglichte es auch, den umhüllenden Beton einzubringen, ohne einstweilige Versteifungen im Innern der Rohre anzubringen.



Die Stahlauskleidung der Druckstollen der Génissiat-Talsperre bildet also nicht nur eine Auskleidung der Innenflächen, sondern ist, obgleich in den Beton eingebettet, imstande, alle Beanspruchungen, denen die Druckrohre im Betriebe ausgesetzt sind, allein aufzunehmen. Bei der Berechnung ist neben der Längskraft von 3000 t, die am Fuß der Rohre auftritt, nicht nur der Innendruck des strömenden Wassers, sondern auch die Wirkung etwa auftretenden inneren Unterdrucks und der Druck von Wasser,

Größtleistung dar. Jeder der 9 Binder verbraucht etwa 18 m<sup>3</sup> Douglastanne und wiegt etwa 12 t. Der zweiteilige Untergurt besteht aus Kantholz 30 · 15 cm, der Obergurt, dessen Außenkante kontinuierlich gekrümmt ist, aus 40 · 15 cm im End- und 30 · 15 cm in den sonstigen Feldern; die Wandglieder sind einteilig, die Knotenpunkte mit Knotenblechen und Dübeln ausgebildet.

Die Holzteile wurden in der Werkstatt vorgearbeitet und, versehen mit den Knotenblechen und Kleiseisenteilen, auf die Baustelle verschickt. Der Zusammenbau dort erforderte etwa einen Tag, das Aufsetzen auf die 18 m hohen Stahlbeton-Umfassungswände durch einen fahrbaren Kran mit 23 m langem Ausleger etwa 1½ Stunden je Binder. Zum Hochziehen des Binders

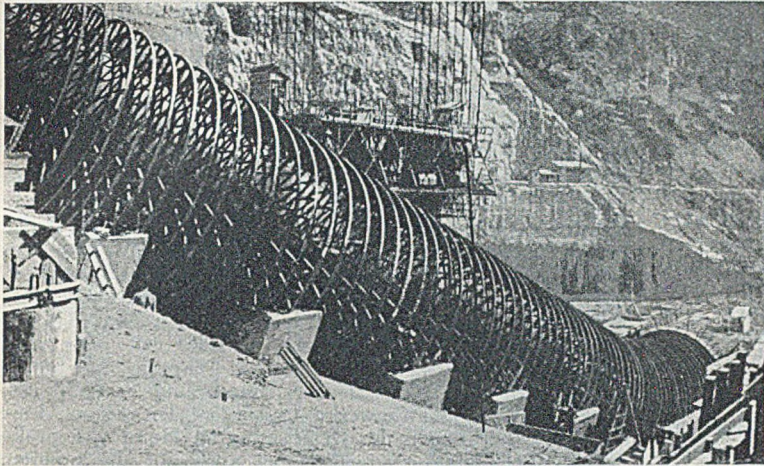


Abb. 4. Ansicht der Leitung vor dem Einbetonieren.

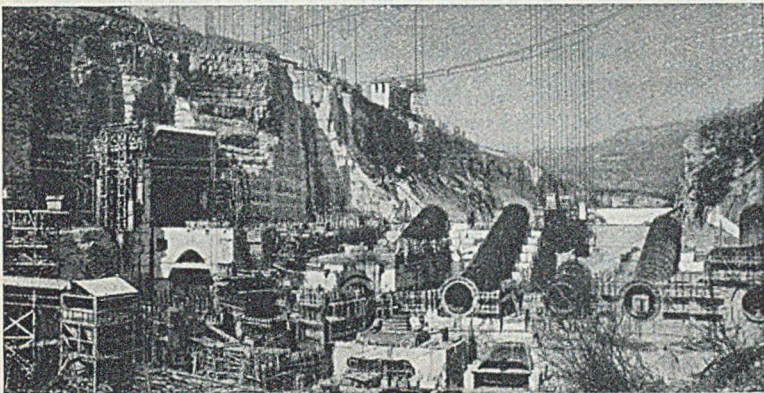


Abb. 5. Gesamtansicht der Baustelle mit den bewehrten Leitungen.

das zwischen die Stahlhaut und den Beton einsickert, sowie des Mörtels, der zur Dichtung zwischen die Stahlhaut und den umhüllenden Beton unter 4 kg/cm<sup>2</sup> Druck eingepreßt wurde, selbstverständlich auch der Druck des bildsamen Betons berücksichtigt worden. Für die Bleche und die sie versteifenden Ringe ist eine höchste Beanspruchung auf Zug von 1600 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Die Richtigkeit der Berechnungen ist durch Modellversuche im verkleinerten Maßstab überprüft worden. [Nach L'Ossature Métallique 15 (1948) S. 334.]

Friedrich Wernecke, Kempfenhausen.

### Hölzerne Dachbinder von 51 m Stützweite.

Der Einbau hölzerner Fachwerkbinder von 51 m Stützweite und 7 m Höhe zur Überdachung einer 60 m langen Sporthalle in Tacoma, Staat Washington, stellt eine neue

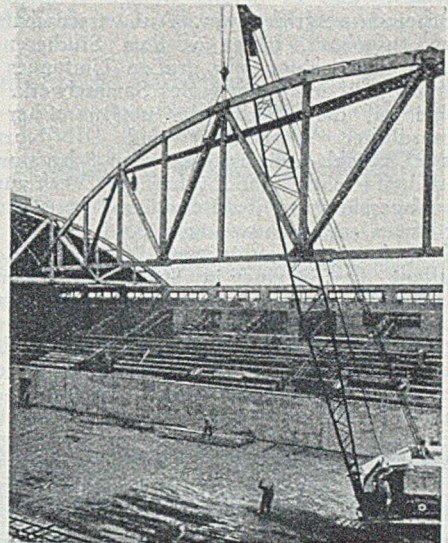


Abb. 1. Holzbinder von 51 m Stützweite für eine Sporthalle in den Ver. Staaten, Einbau eines Binders.

war ein an den Endknotenpunkten befestigtes Montageseil über den gekrümmten Obergurt gespannt, das bei diesem Zustand oben auftretenden Zugkräfte übernahm; andere Drahtseile bewirkten einen Kräfteausgleich über den ganzen Binder, der während des Einbaus im Mittelteil des Obergurtes noch ausgesteift war. — Für die auf der Dachkonstruktion liegende Dachdeckung wurden weitere 240 m<sup>3</sup> Holz verarbeitet. [Nach Building Digest 9 (1949), S. 329.]

Dr.-Ing. H o p p e, Frankfurt/Main.

### Berichtigung zu

H. M a u l: Stahlskelett-Hochhäuser am Grindelberg, Hamburg, Bauingenieur 24 (1949), Heft 11. Zu den Ausführungen auf S. 338 sei noch ergänzt, daß bei der konstruktiven Planung dieses von der Firma C. Spaeter, Hamburg, erstellten Bauwerkes die Ingenieurarbeitgemeinschaft der Wohnhochhäuser Harvestehude Georg Timm — Dr.-Ing. Siebert. — Dr.-Ing. Peters, Hamburg, maßgebend beteiligt gewesen ist.

## Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Quarg, Götz: Wider den technischen Kulturpessimismus. 55 S., Gr. 12×18 cm. Düsseldorf: Deutscher Ingenieur-Verlag G. m. b. H., 1949. Preis geh, DMark 1,70, für VDI-Mitglieder DMark 1,50.

Zu den vielen bislang erschienenen Büchern und Veröffentlichungen über den gesamten Fragenkomplex „Technik und Menschheit“, die mehr den Fluch als den Segen der Technik hervorheben, noch ein neues Büchlein.

Es weist in überzeugender, knapper Gedankenführung nach, daß die Technik, die ja von Anbeginn an da war,

wenn auch in stetiger Entwicklung und Veränderung, mehr zur Förderung der Kultur beigetragen hat als zu ihrer Schädigung. Und auch die Naturwissenschaft ist uns im geistigen und materiellen Lebenskampf unersetzlich. Schuld entsteht nur durch die menschenfeindliche Anwendung, Pflicht aber bleibt, nach den Schlußworten des Büchleins: „das Bewußtsein für das Nichtmechanisierbare bis zur Untrüglichkeit zu schärfen.“ Auch für den vollbeschäftigten Ingenieur ist das eine wertvolle Lektüre.

O. W u n d r a m, Hamburg.

**Taschenbuch für Bauingenieure.** Herausgegeben unter Mitwirkung namhafter Fachmänner von Prof. Dr.-Ing. **Ferdinand Schleicher**, Berlin. Berichtigter Neudruck. XXII, 1942 Seiten, Gr. 12 × 20 cm. Mit 2403 Textabb. Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag. 1949. Preis Ganzleinen 36,— DMark.

Dieses erstmals im Frühjahr 1943 erschienene Taschenbuch schloß im Schrifttum des Bauingenieurs eine fühlbare Lücke und bietet im Sinne des vom Herausgeber verfolgten Zieles eine nahezu vollständige Übersicht über den Gesamtbereich des Bauingenieurwesens. Keineswegs soll es einen Ersatz für Lehrbücher bieten, sondern als Nachschlagewerk deren zweckdienliche Ergänzung bilden. Diese Aufgaben hat es zweifellos voll und ganz erfüllt. Der große Erfolg des Buches ergibt sich schon aus der Tatsache, daß es bereits wenige Wochen nach seinem Erscheinen vergriffen war. Auf wissenschaftlicher Grundlage aufgebaut, bietet es dem Studierenden wie der Praxis trotz seines sehr großen Umfangs in handlicher Form ein überaus wertvolles Sammelwerk. Mit Recht ist dabei auf die Wiedergabe umfangreicher Zahlentafeln, behördlicher Vorschriften und DIN-Normblätter verzichtet, zumal dafür im deutschen Schrifttum andere gute und umfassende Handbücher zur Verfügung stehen.

Abgesehen von der Beseitigung von Druckfehlern und Irrtümern und von wenigen Änderungen, entspricht der Inhalt des jetzt erschienenen Neudrucks dem der ersten Auflage. Erst in einer in Aussicht gestellten „völlig neu bearbeiteten Auflage“ können die von Benutzern vorgeschlagenen Ergänzungen und Verbesserungen berücksichtigt werden. Dann werden wohl auch die inzwischen erzielten Fortschritte und neuesten Entwicklungen sowie weitere Teilgebiete mit erfaßt werden. Um aber dem starken Bedarf jetzt schon genügen zu können, haben sich Herausgeber und Verlag zu diesem berichtigten Neudruck 1949 des vielbegehrten Werkes entschlossen. Die Fachwelt wird ihnen für diesen Entschluß lebhaften Dank wissen und das Erscheinen des Neudrucks freudig begrüßen. Druck und Ausstattung des Taschenbuches entsprechen der bekannten Sorgfalt des Verlages. Insbesondere ist hervorzuheben, daß die Verwendung von Dünn-Druckpapier der Deutlichkeit keinerlei Abbruch getan hat. Auch diesem Neudruck des Werkes wird zweifellos ein großer Erfolg beschieden sein.

Wilhelm Rein, Reutlingen.

**Müller, Wilhelm**, Dr.-Ing. habil., ord. Prof. an der Techn. Hochschule Aachen: **Erdbau, Linienführung, Gestaltung und Erdarbeiten der Verkehrswege**. 287 S., Gr. 15 × 22 cm, mit 121 Abb. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1948. Preis brosch. DMark 19,—.

Der Verfasser behandelt getrennt für Eisenbahnen und Straßen im 1. und 3. Abschnitt die verkehrs- und betriebswirtschaftlichen Grundlagen, im 2. und 4. Abschnitt Linienführung und Gestaltung. Nach einem kurzen 5. Abschnitt über den Boden als Baustoff und Baugrund werden dann im 6. Abschnitt die Erdarbeiten — Gewinnung, Förderung des Bodens, Dammbau, Sicherung der Böschungen, Frostschäden, Erdstürzungen — erörtert. Da der Erdbau 66 Seiten umfaßt, die Abschnitte 1 bis 4 aber 221 Seiten

einnehmen, könnte die Frage entstehen, warum der Verfasser als Haupttitel des Buches nicht den Untertitel verwendet hat. Verfasser will doch in erster Linie den Ingenieurwachstum zu wirtschaftlichem Denken anregen. Das Buch, das die neuesten Ergebnisse der Forschungen des Verfassers enthält, füllt in der Fachliteratur eine Lücke aus. Ob eine beachtliche Verbreitung, die sehr zu wünschen wäre, möglich ist, erscheint zweifelhaft, da der Preis die finanzielle Notlage unserer Studenten zu wenig berücksichtigt. Leider sind manche Druckfehler unterlaufen, z. B. auf S. VIII des Inhaltsverzeichnisses, letzte Zeile, unter B, ist Bereifung durch Bereisung zu ersetzen.

Kurt Apel, Berlin.

**Kammüller, Karl**, Dr.-Ing. habil., o. Prof. a. d. Technischen Hochschule Karlsruhe: **Theorie des Stahlbetons**. Band II, Statik der biegefesten ebenen Tragwerke. 1. Teil: Grundlagen und Rahmentragwerke. Karlsruhe, Verlag C. F. Müller. 1948. Preis brosch. DMark 22,—.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke stehen dem Statiker viele Möglichkeiten zur Verfügung, so daß er manchmal im Zweifel sein kann, auf welchem Wege er am schnellsten zum Ziel kommt. Im allgemeinen wird er das Verfahren bevorzugen, mit dem er auf Grund langjähriger Übung am besten vertraut ist. Der vorliegende 1. Teil des II. Bandes der „Theorie des Stahlbetons“ befaßt sich mit der Berechnung statisch unbestimmter Rahmentragwerke, und es werden die verschiedenen Möglichkeiten der Berechnung an Hand von praktischen Beispielen erörtert, wobei auch auf die inneren Zusammenhänge der verschiedenen Verfahren eingegangen wird. Nach einer Einführung in die Grundlagen der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke werden nacheinander behandelt das Festpunktverfahren, das Kräfteverfahren und das Formänderungsverfahren. Im letzten Abschnitt wird der Durchlaufrahmen nach verschiedenen Methoden berechnet. Ein Anhang enthält Hilfstafeln für die Zahlenrechnung. Die Darstellung ist klar und übersichtlich, z. T. allerdings recht kurz gefaßt.

Ernst Kohl, Braunschweig.

**Fundamente**. Mitteilungen für Architekten und Ingenieure. Organ des „Deutschen Architekten- und Ingenieur-Verbandes e. V.“. Erscheint monatlich. Frankfurt/Main. Bezugspreis vierteljährlich 5,— DMark.

**Schaper †, Gottwalt**, Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. chr., Dr. techn. h. c., Ministerialdirigent: **Einiges über Mauerwerk, Widerlager, Pfeiler und die Gestaltung von steinernen und stählernen Brücken**. VII + 215 S., 306 Abb., 4. Aufl., Gr. Din A 5. Berlin: Verlag von W. Ernst & Sohn. 1949. Preis geh. 13,— DMark.

**Löser †, Benno**, Honorarprofessor an der Techn. Hochschule Dresden: **Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Deutschen Stahlbeton-Bestimmungen vom März 1943**, herausgegeben von Baumeister Erhard Löser, Dresden. XII + 300 S., 304 Abb., 11. berichtigte Auflage. Berlin: Verlag von W. Ernst & Sohn. 1949. Preis geh. 9,50 DMark.

## Persönliches.

Prof. Dr.-Ing. **A. Mehmel** hat am 15. 12. 1949 das Rektorat der Techn. Hochschule Darmstadt übernommen. Die Antrittsrede behandelte das Thema „Einige Gedanken über die Entwicklung des konstruktiven Ingenieurbauwesens unter besonderer Berücksichtigung des Massivbaues“.

Prof. Dr.-Ing. **Ferd. Schleicher**, Düsseldorf, ist zum Honorarprofessor an der Techn. Hochschule Aachen ernannt worden, mit Lehrauftrag für „Sondergebiete des Stahlbaues“.

Herr Prof. Dr.-Ing. **Erwin Marquardt** wurde zum o. Professor für Wasserbau an der Techn. Hochschule Stuttgart berufen.

### 125 Jahre Gg. Noell & Co., Würzburg.

Von 1824 ab betrieb **Matthias Noell** eine Schmiede in Würzburg, in der zunächst hauptsächlich Reise- und

Postwagen gebaut und repariert wurden. Die Wagenfabrik von **Noell** baute Pferdeomnibusse und Eilfrachtwagen, später Eisenbahn-Personen- und -Güterwagen. Dazu traten andere Lieferungen für die Eisenbahn, wie Drehscheiben und Schiebebühnen, Krane, eiserne Brücken und Hochbauten. Um das Jahr 1870 zählte die Fabrik bereits eine Belegschaft von über 700 Mann.

Nach der Aufgabe des Waggonbaues gewann der Stahlbau immer größere Bedeutung. Unter dem Seniorchef der Firma, Kommerzienrat Dr.-Ing. **Friedrich Noell**, wurde der Stahlwasserbau aufgenommen und zahlreiche Wehr- und Schleusenanlagen erstellt. Die im zweiten Weltkrieg zerstörten Werksanlagen sind mit großer Tatkraft wieder instand gesetzt, so daß die alte Kapazität wieder erreicht ist.

Schleicher.



**OSSA Stahlrohrgerüste**

Für alle Zwecke im Bauwesen und in der Industrie bis zu den größten Belastungen

**STAHLGERÜSTBAU FRANKFURT AM MAIN**



**OSSA GMBH**  
UNTERLINDAU 46  
RUF 74381

D. R. P. u. A. P.



*Wir liefern für*  
**Spannbeton und als schlaife Bewehrung**

*hochbeste*  
**Patent-Gußstahl-Neptundrähte**

**Runddrähte** von 1 bis 8 mm  $\varnothing$  und Zugfestigkeiten bis 240 kg / mm<sup>2</sup> (hohe Kriechgrenze)

**Neptun-Spezial-Flachdrähte** (verdreh) höchste Haftfestigkeit, Querschnitte 2—20 mm<sup>2</sup>, Zugfestigkeiten bis 210 kg / mm<sup>2</sup> (hohe Kriechgrenze)



**Drahtlitzen** aus 2 und mehr Drähten in allen Abmessungen mit Zugfestigkeiten bis 200 kg / mm<sup>2</sup>



**Neptun-Spezial-Seile** verschlossene Seile und Paralleldrähtebündel bis 120 mm  $\varnothing$  und bis 160 kg / mm<sup>2</sup> Zugfestigkeit



**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK  
EISEN U. STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM**

**GOTTWALD**

UNIVERSAL-BAGGER

**RB 05**



**Leo Gottwald Kommanditgesellschaft  
DÜSSELDORF**

Schadowplatz 14 Postfach 76 Telefon 20801

Für Baustelle und Betrieb

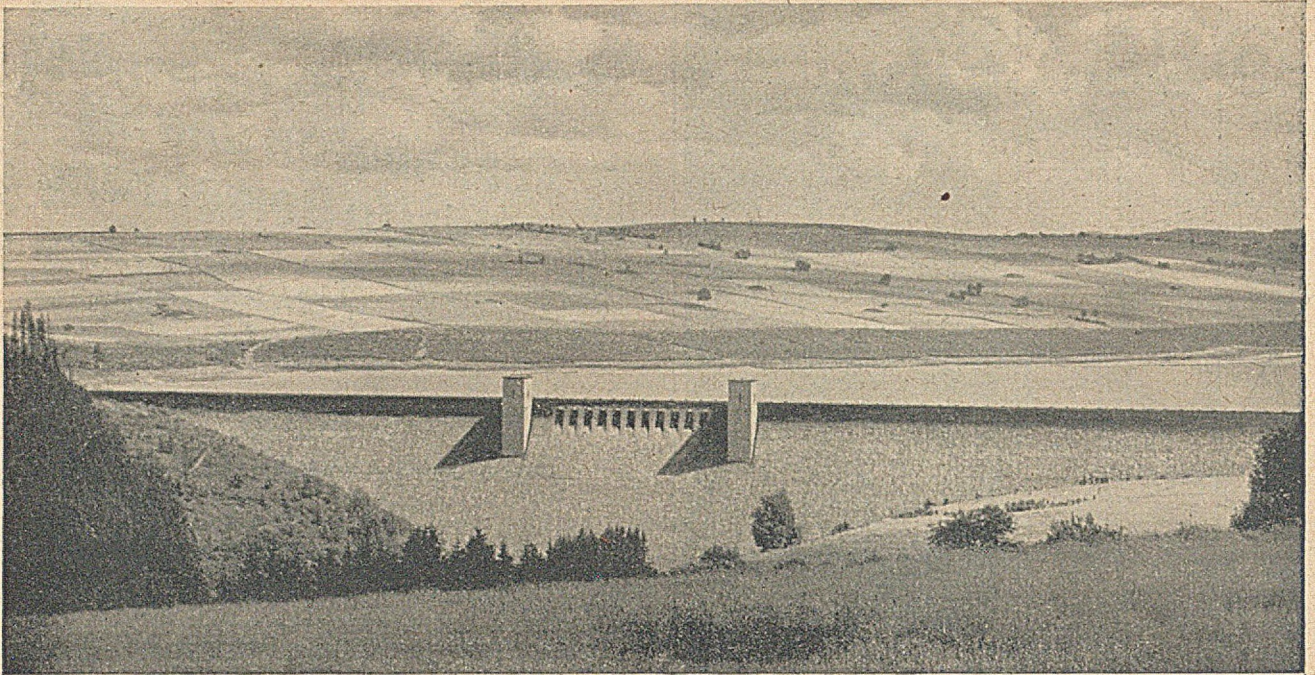


**Fullerpumpen**  
(pneumatische Druckförderer)  
zum Transport von Umschlagstoffen — Zement, Kalk, Kohlenstaub — über Entfernungen bis 1000 m und mehr

**Spezialpumpen**  
für Waggon- und Schiffsentleerung

Fordern Sie Druckschriften!

**CLAUDIUS PETERS A.G**  
HAMBURG 1, GLOCKENGIESSERWALL 2



Talsperre Lehmühle

## Dyckerhoff & Widmann

K O M M A N D I T G E S E L L S C H A F T

TIEF- U. HOCHBAU, INGENIEURBAUTEN ALLER ART

HAUPTVERWALTUNG MÜNCHEN

NIEDERLASSUNGEN IN ALLEN GRÖßEREN STÄDTEN



*Die modernsten*  
**UNIVERSALBAGGER**  
der  
**DEMAG-**  
**BAGGERFABRIK** G.M.  
B.H.  
Düsseldorf - Benrath

*Typ:*

B 304  
B 206  
B 310  
B 315  
B 323  
B 335

