

## DER BAU DES TELIU-TUNNELS IN RUMÄNIEN.

Von Professor Dr.-Ing. Blum, Hannover.

Das Königreich Rumänien hatte vor dem Weltkrieg eine recht ungünstige Grenzgestaltung, da das Land gewissermaßen aus den beiden Schenkeln eines rechten Winkels bestand und daher lange Grenzen hatte, welche für jeden Staat, namentlich vom Standpunkt der Verteidigung und der Verkehrserschließung, ungünstig wirken. Durch den Krieg hat Rumänien eine sehr günstige Abrundung erhalten, denn das Land bildet nun eine von einem Kreis nur wenig abweichende Fläche, so daß die Grenze kurz geworden ist. Um die hiermit erlangten geographischen Vorteile zur Wirkung zu bringen, ist naturgemäß ein entsprechender Ausbau des Hauptverkehrsnetzes erforderlich, wobei die Eisenbahnen — trotz der Donau! — am wichtigsten sind. Eine der bedeutendsten neuen Linien hat Siebenbürgen mit dem Schwarzen Meer zu verbinden. Sie führt von Kronstadt (Brasov), dem Hauptknotenpunkt Siebenbürgens, nach Buzau an der Linie Bukarest — Ploesti — Braila — Galatz, also zu den wichtigsten Ausfahrhäfen im Mündungsgebiet der Donau; außerdem verbindet sie Siebenbürgen über die bestehende Linie Buzau — Faurei — Cernavoda mit Constanza, dem für den Personenverkehr wichtigsten Hafen.

Die neue Linie Kronstadt — Buzau wird rd 100 km lang. Sie ist als zweigleisige Hauptbahn sehr sorgfältig und weitblickend von der Generaldirektion der Eisenbahnneubauten der rumänischen Staatsbahnen in Bukarest für schweren Güterverkehr trassiert, da sie die Massenerzeugnisse Siebenbürgens nach den Seehäfen abzuführen hat. Sie erhält daher keine stärkeren Steigungen als 10 ‰ (1 : 100), obwohl sie das frühere Grenzgebirge der Karpathen überwinden und hinter diesem in die Tiefebene hinabsteigen muß. Die Strecke besteht im wesentlichen aus drei Teilen: der westlichen Rampenstrecke, dem großen Karpathentunnel und der östlichen Rampenstrecke. Die westliche Rampenstrecke, die im Bau schon weit fortgeschritten ist, bietet keine besonders großen Schwierigkeiten; sie mußte aber ziemlich viel „Hangbau“ erhalten und erfordert daher zahlreiche Kunstbauten<sup>1</sup>. Die östliche Rampenstrecke, deren Bau erst eingeleitet ist, bietet wesentlich größere Schwierigkeiten, denn sie

muß den Steilabfall des Gebirges zur Tiefebene überwinden und erfordert, um die maßgebende Steigung von 10 ‰ nicht zu überschreiten, umfangreiche künstliche Längsentwicklungen, bei denen zahlreiche Tunnel, darunter auch Kehrtunnel, erforderlich werden.

Das Kernstück der ganzen Linie ist aber der Teliu-Tunnel. Er ist der erste Tunnel, der die Karpathen durchbricht<sup>2</sup>. Er ist zweigleisig und hat eine Länge von 4372 m. Die Bau-

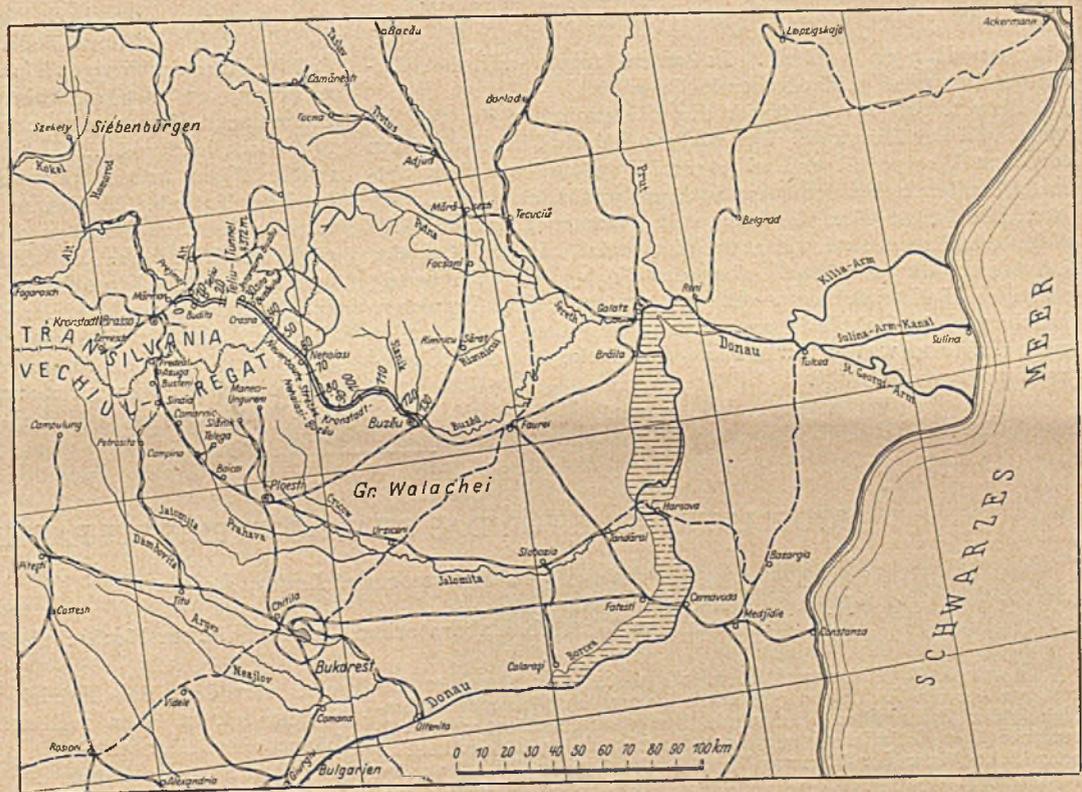


Abb. 1. Bestehende und geplante Eisenbahnlinien Rumäniens.

ausführung des Tunnels, wie auch des größten Bauwerks in der westlichen Zufahrtstrecke, eines 26 m hohen Viaduktes von 7 Öffnungen zu je 16 m, liegt in den Händen der deutschen Aktiengesellschaft Julius Berger; mit dem Bau wurde im Juli 1924 begonnen; der Durchschlag des Vortriebstollens erfolgte am 24. Oktober 1926 unter großen Feierlichkeiten. Der Tunnel ist einseitig in Richtung gegen Kronstadt geneigt; mit Rücksicht auf die Abführung des Wassers während der Bauausführung wurde der Stollen daher hauptsächlich von dem Kronstadter Portal her vorgetrieben und zwar — bis zur Durchschlagstelle — in rd 3,3 km Länge, während der Stollen von der anderen Seite her nur rd 1 km Länge erreichte.

<sup>2</sup> Der Tunnel von Predeal, in der Linie Kronstadt — Bukarest, ist kein Schnitt-Tunnel, er liegt vielmehr in der Zufahrtstrecke; der Gebirgspass wird dagegen (bei Predeal) offen überspannt. Der Tunnel von Predeal ist übrigens nur 937 m lang.

<sup>1</sup> Die größte Brücke ist ein 26 m hoher Viadukt von 7 Öffnungen zu je 16 m, der wie der große Tunnel von der deutschen Firma Julius Berger ausgeführt wird.

Die Bauausführung war sehr schwierig. Allerdings war der Wasserandrang nicht groß, dafür war aber das Gebirge an vielen Stellen stark druckhaft und der geologische Charakter des durchfahrenen Gesteins änderte sich oft sehr schnell; hierbei ist zu beachten, daß die Überlagerung nicht groß ist und daß der Tunnel auf große Strecken unter seitlich ab-

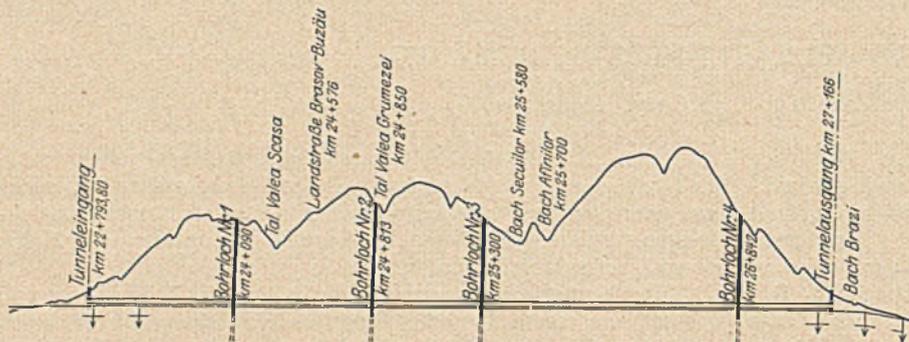


Abb. 2. Längsprofil des Teliu-Tunnels.

fallenden Hängen verläuft. Außerdem traten auf der Ostseite stellenweise gefahrdrohende Gase auf.

Sehr schwierig war ferner das Heranschaffen des Geräteparks und der Baustoffe. Der nächste Bahnhof liegt rd 12 km von dem Westportal und rd 30 km Weglänge von dem Ostportal entfernt bei dem von Sachsen gegründeten und noch jetzt bewohnten Dorf Tatlau (jetzt Presmer genannt). Die Wegeverhältnisse sind bis zum Westportal leidlich, bei der Fahrt zum Ostportal muß aber das Gebirge auf der wenig günstigen Paßstraße überwunden werden. Der Transport zwischen dem Bahnhof und den Baustellen wird außer durch Lastkraftwagen und Pferdefuhrwerke durch Ochsenspanne bewerkstelligt.

Zur Gewinnung der beiden wichtigsten Baustoffe, Steine und Holz, waren besondere Maßnahmen erforderlich, da in der unmittelbaren Nähe des Tunnels sich nichts Geeignetes fand. Zur Beschaffung der Steine und des Schotters wurde in rd 5 km Entfernung vom Westportal ein neuer Steinbruch angelegt und durch eine rd 6 km lange, mit Dampflokotiven betriebene Schmalspurbahn mit diesem Portal verbunden. Das Holz, das in der ungeheuren Menge von 40 000 m<sup>3</sup> gebraucht wird, wird teils unmittelbar aus den Waldungen angefahren, teils muß es in entfernten Forsten geschlagen und mittels Eisenbahn nach dem Bahnhof Tatlau gebracht werden, von dem es nach den am Westportal angelegten Sägewerken gefahren wird.

Von besonderer Bedeutung ist die maschinentechnische Ausstattung der Baustellen. Die Firma Berger hatte sich schon beim Bau des Hauenstein-Basistunnels in der Schweiz dadurch ausgezeichnet, daß sie die gesamte „Installation“ in hervorragender Weise durchgebildet hatte, und auch beim Teliu-Tunnel ließ sie sich von dem Gedanken leiten,

daß für einen schwierigen Tunnelbau (wie für jeden großen Ingenieurbau) an der maschinentechnischen Ausstattung weder Mühen noch Kosten gescheut werden dürfen, denn Schnelligkeit und Sicherheit und u. U. der gesamte Erfolg hängen von dem regelmäßigen, unbedingt zuverlässigen Arbeiten der Maschinen jeglicher Art ab. Die beiden Baustellen und die ganze Organisation vor den Portalen und im Tunnel machen einen vorzüglichen Eindruck. Es wird hier im fremden Land gezeigt, was deutscher Unternehmungsgeist und deutsche Gründlichkeit leisten können. Bei der Feier des Durchschlages kam auch allgemein in den Reden und noch mehr in den Privatgesprächen die hohe Achtung zum Ausdruck, die man für ein von deutschen Ingenieuren ausgeführtes großes Werk empfindet.

## MODELLVERSUCHE FÜR DAS SHANNONWEHR BEI PARTEEN VILLA.

Von Professor Dr. Ludin, Berlin.

Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin Nr. 3.

**Übersicht.** Die wesentlichen, allgemein interessierenden Ergebnisse der im Auftrag der Siemens-Firmen im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin durchgeführten Modellversuche über Kolkbildung und deren Einschränkung für das im Bau befindliche Wehr der Shannon-Wasserkraftanlage in Irland werden beschrieben.

Auf Veranlassung der Siemens-Schuckert-Werke und der Siemens-Bauunion, Berlin, wurden im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin für das Wehr der Shannon-Wasserkraftanlage Modellversuche durchgeführt<sup>1</sup>. Die Aufgabe war, am Modell die hydraulischen Eigenschaften des vorläufigen Bauentwurfes der Siemensfirmen, namentlich hinsichtlich der zu erwartenden Kolkwirkungen, zu untersuchen und die noch möglichen Verbesserungen festzustellen. Mit dankenswerter Unterstützung durch die Entwurfsbearbeiter und die vom Irischen Staat für den Gesamtbau bestellten ständigen Experten, Professoren Meyer-Peter und Rohn in Zürich, gelang es auch, wesentliche Verbesserungsmöglichkeiten anzugeben, die im folgenden, soweit sie von allgemeinem Interesse sind, kurz beschrieben werden sollen.

Das Projekt der (im Bau befindlichen) Shannon-Wasserkraftanlage sieht ein Stauwehr, 9 km unterhalb des Derg-Sees

vor, von dem das Betriebswasser bis zur Vollmenge von 600 m<sup>3</sup>/sek in einen rechtsufrigen Seitenkanal von 12,6 km Länge eingeleitet wird<sup>2</sup>.

Der Shannon hat in der Einstau- und Umleitungsstrecke ein vergliches Gefälle von 1:2500 und dieser Wert gilt auch annähernd für das örtliche Gefälle der Wehrstelle. Das Flußbett liegt auf paläozoischem Sandstein von im allgemeinen guter Geschlossenheit und Härte. In der Flußsohle ist dieser Fels ziemlich abgeglichen und 2—3 m tief mit grobem Geschiebe bedeckt. Die Ufer sind zum Teil felsig, zum Teil werden sie durch glaziale Schuttmassen gebildet.

Die Geschiebeführung ist auch bei HW gering, weil der Derg-See als Geschiebefang wirkt. Ein linksseitig oberhalb der Wehrstelle einmündender geschiebeführender Bach wird nach dem Unterwasser des Wehrs umgelegt.

Die natürliche Regulierung durch den Derg-See bedingt die vergleichsweise geringe Schwankungsgröße der Wassermengen des Shannon zwischen NN  $Q = 25,4$  m<sup>3</sup>/sek und HH  $Q = 920$  m<sup>3</sup>/sek. Da der Seerückhalt durch die Anlage des Stauwehres (in Verbindung mit Randdämmen) noch künstlich gesteigert werden wird, ist mit einer weiteren Abmilderung der Schwankungsgröße zu rechnen.

<sup>1</sup> Die Durchführung der Versuche erfolgte unter der Leitung des Verfassers durch Herrn Oberingenieur Dr.-Ing. Bundschu.

<sup>2</sup> Weitere Einzelheiten über das Projekt und die Bauausführung siehe Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927, Heft 1, Seite 1.

Abb. 1 zeigt den Grundriß der Wehranlage nach dem ursprünglichen Bauentwurf. Das Wehr erhält 4 Überfallöffnungen von je 18,00 m lichter Weite mit je einer Aufsatzschütze von 2,70 m Nutzhöhe und 2 ursprünglich am rechten Ufer angeordnete Grundablaßöffnungen von je 10,00 m lichter Weite mit je einer Doppelschütze von 10,9 m Nutzhöhe. Das Stauziel liegt auf Höhe 35,70, die Überfallkrone liegt beim ursprünglichen Bauentwurf in allen Wehröffnungen gleichmäßig auf Höhe 33,00, die Grundablaßschwelle liegen auf 24,80, die Flußsohle auf 24,50. Der Fels steht am Wehr und unterhalb desselben durchschnittlich in Höhe 22,00 an.

Auf Grund eines generellen Versuchsprogramms der Experten wurden folgende endgültige Programmelemente für die Untersuchung der Kolkwirkungen aufgestellt.

Die ungünstigste Beanspruchung des Flußgrundes hinter den Überfallöffnungen war bei Vollbetrieb eines einzigen Überfalls und geschlossenem übrigen Wehr, also bei vergleichsweise niedrigem Unterwasserstand zu erwarten.

Das Ziehen der Grundschützen sollte (wegen des Fehlens einer nennenswerten Geschiebeführung) erst nach Freimachen aller 4 Überfälle und nur soweit erfolgen, als die Leistungsfähigkeit der 4 Überfälle (und der abzusenkenden Oberschützen der Grundablaßöffnungen) nicht genügte, um ohne Stauzielüberschreitung das HW bis zum Höchstbetrage von 920 m<sup>3</sup>/sek (= HHQ) abzuführen. Dabei sollten normalerweise beide Grundablässe gleichmäßig gelüftet werden.

Als ungünstigster Ausnahmefall sollte ferner der des Versagens eines Grundablasses betrachtet werden, wonach dann ein Grundablaß allein das nach Öffnung aller 4 Überfälle noch vorhandene Überwasser abführen mußte.

Der letzte Fall muß um so mehr als ein ganz unwahrscheinlicher und jedenfalls äußerst selten eintretender und dann nur kurze Zeit anhaltender Zustand angesehen werden, als er nicht nur das Versagen eines Grundablasses, sondern auch die gleichzeitige Unterbrechung der Wasserabführung durch den für 600 m<sup>3</sup>/sek bemessenen Werkkanal voraussetzte.

Wie aus diesen Programmelementen das maßgebende Versuchsprogramm aufgebaut wurde, ist weiter unten beschrieben.

Bei der Durchführung der Versuche war für OW und UW der durch die hydrographischen Vorarbeiten festgestellte Zusammenhang zwischen Wasserführung und Wasserstand gemäß nachstehender Tabelle zu berücksichtigen. Da die erwähnten hydrographischen Vorarbeiten noch während der Durchführung der Versuche fortgesetzt wurden, ergab sich später eine geringfügige Änderung der maßgebenden Wasserstände, entsprechend den in der Tabelle eingeklammerten Zahlen.

Q m <sup>3</sup> /sek	Gestautes OW m	Natürliches UW m
141	35,70	25,71 (26,28)
500	35,64	27,18 (27,28)
920	35,57	28,08 (28,18)

Die UW-Quoten beziehen sich auf eine gedachte Pegelstelle 300 m unterhalb des Wehres.

Die ersten Vorversuche ließen erkennen, daß das Auftreten eines Kolkes hinter den Grundablässen unter den gegebenen Verhältnissen mit wirtschaftlichen Mitteln nicht verhindert

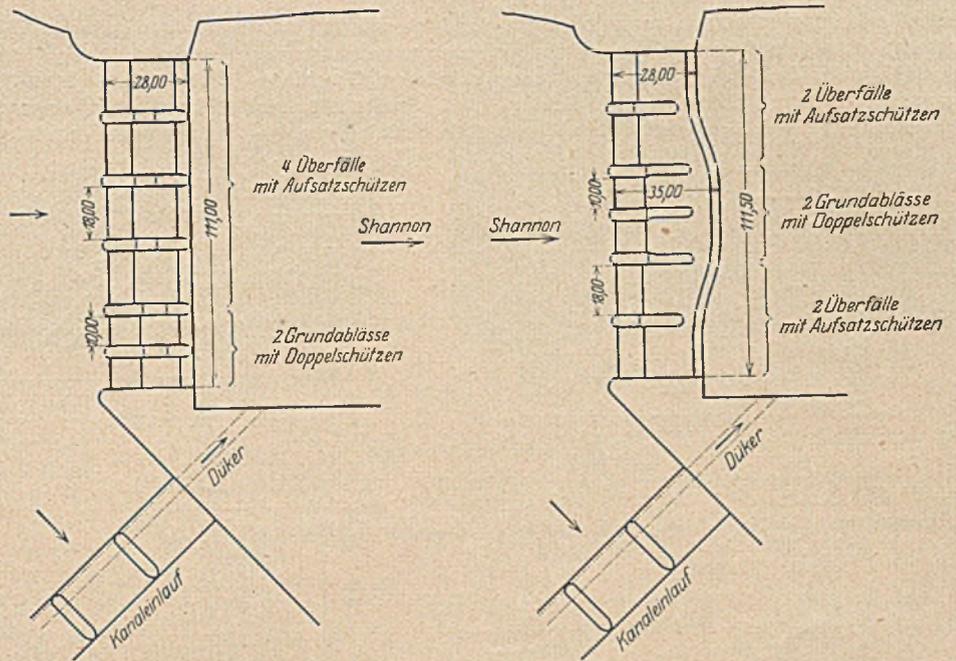


Abb. 1. Grundriß des ursprünglichen Bauentwurfes.

Abb. 2. Grundriß des verbesserten, endgültigen Entwurfes.

werden konnte. Bei der ursprünglich geplanten Anordnung der Grundablässe am rechten Ufer hätte dieser Kolk den Bestand des Ufers und damit der dort befindlichen Kunstbauten (Düker, Kanaldamm) gefährden können. Es wurden daher die Grundablässe nach der Mitte verlegt, so daß eine symmetrische Wehranordnung entstand. Wegen der Geringfügigkeit der zu erwartenden Geschiebebewegung stand dieser Maßnahme nichts im Wege.

Mit dieser von vornherein getroffenen Abänderung am ursprünglichen Bauentwurf wurde dann unter Beibehaltung seiner übrigen Abmessungen und Einzelformen ein Modell im Maßstab 1:50 hergestellt (vgl. Abb. 3, 4 und 5), das nahezu die volle Wehrbreite umfaßte. Die kleinen durch die Breite

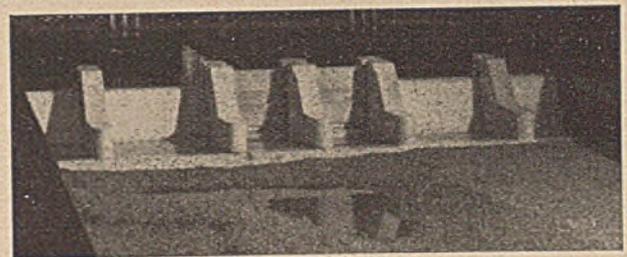


Abb. 3. Ursprüngliches Modell (A).

der verfügbaren Rinne (2 m) bedingten Abschnitte an den beiderseitigen Randöffnungen durften als für das Ergebnis unwesentlich betrachtet werden.

Eine besondere Überlegung verlangte die Wahl des zur Darstellung des Flußbettes zu benutzenden Materials. Mit einer Ausräumung der Geröllüberlagerung des Felsbodens hinter dem Wehr mußte von vornherein als einem nicht zu verütendenden und auch unbedenklichen Vorgang gerechnet werden. Als eigentliche Aufgabe war lediglich eine möglichst vollkommene Erhaltung der Felssohle im Kolkbereich hinter dem Wehr anzusehen. Da die maßstabsgerechte Modelldarstellung der Festigkeitseigenschaften und der Widerstandsfähigkeit von Felsbetten bisher noch nicht gelungen ist, mußte ein Kiesbett verwendet werden, das bei richtiger Be-

<sup>3</sup> Eine Veröffentlichung über dahinzielende Versuche bleibt vorbehalten.

schaffenheit, wenn auch nicht absolut, so doch relativ maßgebende (unter sich vergleichbare) Kolkerscheinungen erwarten ließ. Da der Fels bei Abwesenheit eines stärkeren Geschiebeganges im wesentlichen durch Schlag- und Spaltwirkungen im Kolkfelde zerstört wird, wobei immerhin Stücke von be-

zahlreiche Zwischenversuche eine günstigere Form der Abschlußschwelle gesucht. Das beste Ergebnis lieferte eine Schwelle mit senkrechten Stirnwänden und leicht flußab geneigter Krone. An einer derartigen Schwelle stößt sich das Wasser stark, und durch sein teilweises Zurückquellen wird die sich ausbildende Deckwalze ständig gespeist.

Die so gewonnene Walze war immer noch ziemlich wasserarm und von geringer Beständigkeit. Diese Mängel ließen sich dadurch beseitigen, daß die im ursprünglichen Bauentwurf vorgesehenen rückwärtigen Pfeileransätze (vgl. Abb. 4 und 5) entfernt wurden. Dadurch war dem Wasser der Nachbaröffnungen Gelegenheit gegeben, von den Seiten beizuströmen. Durch das Zusammenwirken dieses seitlichen Beiströmens und des Zurückquellens des Wassers von der senkrechten Stirnwand der Abschlußschwelle

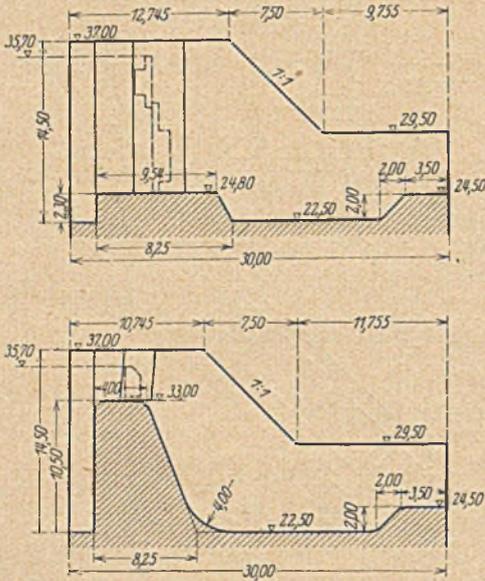


Abb. 4 und 5. Längsschnitt durch die Überfall- und Grundabläßöffnungen des ursprünglichen Entwurfes.

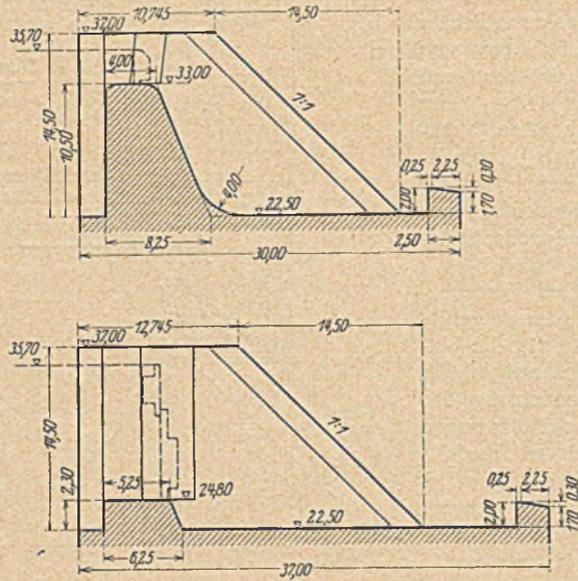


Abb. 6 und 7. Längsschnitt durch die Überfall- und Grundabläßöffnungen des verbesserten, endgültigen Entwurfes.

trächtlicher Größe gelöst und wegtransportiert werden, wurde ein zwischen 2,5 und 5 mm ausgesiebter reiner Kies als passendstes Vergleichsmaterial angesprochen und gewählt. Der Mangel jeder Kohäsion macht dieses Material jedenfalls modellmaßstäblich schwächer als den Naturfelsen, so daß auch der nötige Sicherheitsfaktor in absoluter Beziehung als gegeben anzusehen ist. Einzelne Vergleichsversuche mit einem gemischtkörnigen Feinsand von 0,1 bis 3,5 mm Korngröße zeigten den (erwarteten) Nachteil der Sortierung und der rasch fortschreitenden Ausschwemmung des feinen Sandes, der großenteils auch abwärts des eigentlichen Kolkfeldes nicht liegen blieb, sondern schon durch die Schleppkraft der gewöhnlichen Flußströmung (im Modell) abgetragen wurde.

wurde eine genügend umfangreiche und beständige Deckwalze erzielt (vgl. Abb. 9 und 11), die auch bei stärkerer hydraulischer Überlastung (durch Überstau) der im Betrieb befindlichen Öffnung nicht weglief. Die „Energievernichtung“ wird zum weitaus größten Teil durch diese Deckwalze, innerhalb des Absturzbodens, bewirkt, und es entsteht daher nur ein geringfügiger Kolk. Abb. 9 zeigt das Kolkbild nach einstündiger Dauer des Versuches<sup>4</sup>.

Nachdem es so bei den Überfallöffnungen mit verhältnismäßig einfachen Mitteln gelungen war, hydraulisch günstige Verhältnisse zu erhalten, mußten für die hydraulisch ungleich höher belasteten Grundablässe sehr zahlreiche Versuche durchgeführt werden, um die mächtigen durch sie entströmenden Wassermassen zu meistern. Das Freimachen der Grundablässe durfte projekt- und programmäßig nicht durch völliges Ziehen beider Schützen, sondern nur durch teilweises Senken der oberen und gleichzeitiges teilweises Heben der unteren Tafel bewirkt werden, weil eine gänzlich freie Grundabläßöffnung rd.

Zunächst wurde die Überfallöffnung des beschriebenen Modells A bei der gerade zur Vollbelastung einer Öffnung ( $Q = 141 \text{ m}^3/\text{sek}$  mit  $OW = +35,70$ ;  $UW = +25,71$ ) ausreichenden Wasserführung untersucht. Dabei wurde angenommen, daß infolge eines Bedienungsfehlers nur eine Öffnung in Betrieb, das ganze übrige Wehr aber geschlossen sei. Abb. 8 zeigt das Ergebnis dieses Versuches.

Wie man sieht, wird die Deckwalze weggeblasen, und der unverdeckte Strahl schießt frei über den Absturzboden und dessen Absturzwelle weg und steigt hinter der Absturzwelle zu einem mächtigen Wasserberg an (Abb. 10). Die ganze Energie wird erst hinter dem Abfallboden „vernichtet“ und es entsteht dementsprechend ein sehr tiefer, gefährlicher Kolk. Abb. 8 zeigt das Kolkbild nach einstündiger Dauer des Versuches. Bei längerer Dauer hätte sich der Kolk, nach dem Verlauf des Versuches zu urteilen, noch wesentlich vertieft. Es mußte also in erster Linie nach Mitteln gesucht werden, um das Wegblasen der Deckwalze zu verhindern. Die Hauptursache des Wegblasens fand sich in der Abschrägung der Abschlußschwelle. Es wurde durch

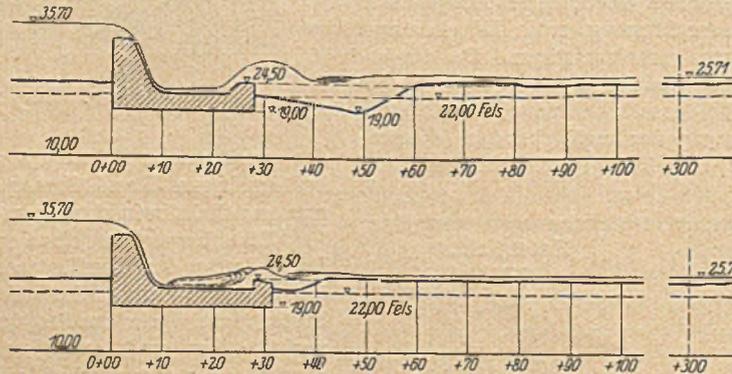


Abb. 8.  
Eine Überfallöffnung des Modells (A) vollbelastet. Alle übrigen Öffnungen geschlossen.

Abb. 9.  
Eine Überfallöffnung des Modells (B) vollbelastet. Alle übrigen Öffnungen geschlossen.

550 m<sup>3</sup>/sek statt der geforderten Höchstmenge von 392 m<sup>3</sup>/sek abführen würde.

<sup>4</sup> Ein für allemal sei bemerkt, daß die abwärts des Kolks entstehende mächtige Ablagerung keinen wesentlichen und das Ergebnis fälschenden Einfluß auf die Kolkabildung ausübte. Dies wurde durch verschiedene Stichproben nach künstlicher Abtragung der Bank festgestellt.

Zunächst wurden die Versuche wiederum an dem nach dem ursprünglichen Bauentwurf hergestellten ersten Modell A (vgl. Abb. 5) durchgeführt.

Es würde hier zu weit führen, alle daran angeknüpften Zwischenversuche und baulichen Abänderungen der Reihe nach aufzuführen.

Als maßgebende Probe wurde bei diesen Zwischenversuchen jeweils eine Versuchsreihe durchgeführt, bei der nach einem bestimmten Programm das Wehr mit einem von Niederwasser auf Hochwasser ansteigenden und wieder auf Niederwasser abfallenden Durchfluß belastet wurde. Dabei war auch der außergewöhnliche Fall mitinbegriffen, daß bei höchstem Hochwasser von 920 m<sup>3</sup>/sek ein Grundablaß nicht gezogen werden könnte, so daß der eine verfügbar bleibende Grundablaß 392 m<sup>3</sup>/sek und die Wehrröffnungen die restlichen  $4 \cdot 132 = 528$  m<sup>3</sup>/sek abzuführen hatten.

Ein einziger solcher Wechsel: Niederwasser—Hochwasser—Niederwasser dauerte 2 Stunden; er wurde bei den einzelnen Versuchsreihen abschließenden und als maßgebend angesehenen Versuchen 5mal wiederholt, so daß sich eine Gesamtversuchsdauer von 10 Stunden ergab. Nach dieser Zeit war jeweils praktisch ein endgültiger Beharrungszustand in der Kolkausbildung eingetreten.

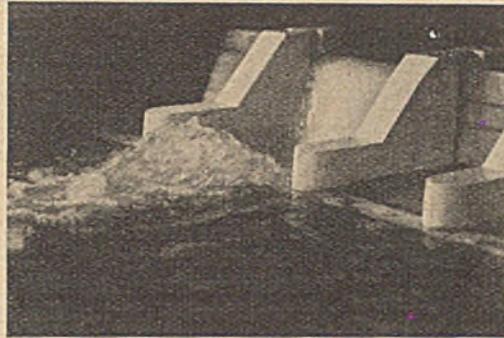


Abb. 10. Modell A. Lichtbild entsprechend Abb. 8.

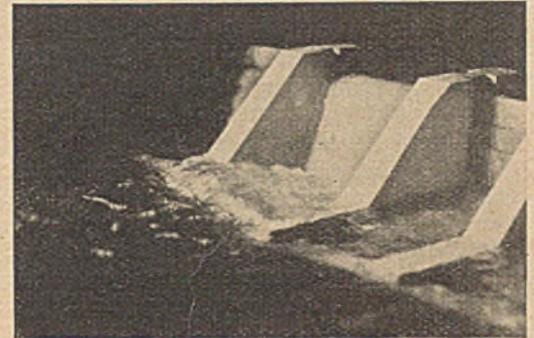


Abb. 11. Modell B. Lichtbild entsprechend Abb. 9.

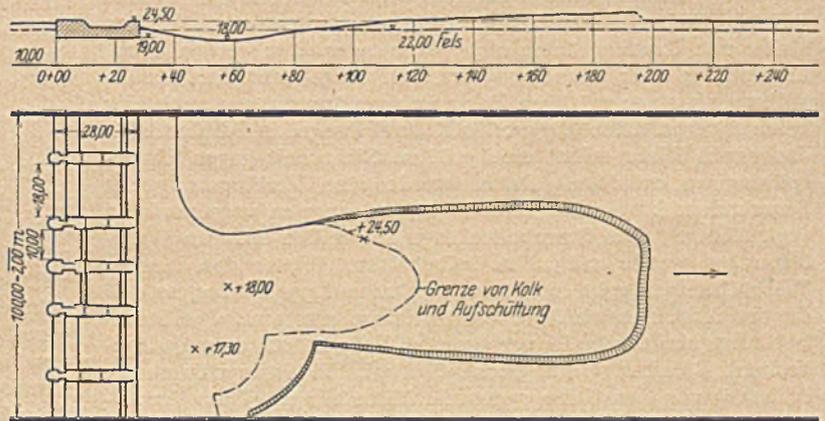


Abb. 12 und 13. Das ursprüngliche Modell nach der maßgebenden Probe (= 10 stündigem Wechselbetrieb). Die Unsymmetrie des Kolkes rührt daher, daß der linke Grundablaß zeitweilig als nicht betriebsfähig angenommen wurde.

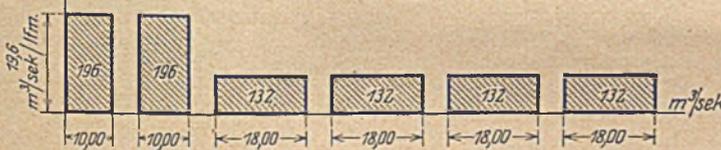


Abb. 14. Hydraulische Belastung nach dem ursprünglichen Entwurf bei HHQ.

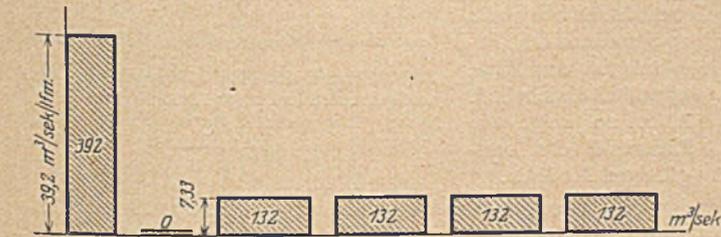


Abb. 15. Hydraulische Belastung nach dem ursprünglichen Entwurf bei HHQ und Versagen eines Grundablasses.

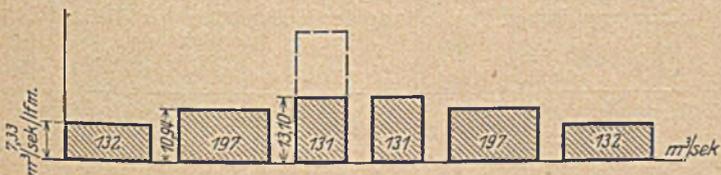


Abb. 16. Hydraulische Belastung bei dem endgültigen Entwurf.

Erfahrungsgemäß tritt der ungünstigste, also maßgebende, Kolk nicht bei gleichbleibender hydraulischer Belastung, z. B. bei ständig höchster Belastung auf, sondern bei einer den natürlichen Betriebsverhältnissen nachgebildeten Wechselbelastung, wie oben beschrieben. Das haben auch die hier durchgeführten Versuche wieder bestätigt.

Das Ergebnis des auf diese Art durchgeführten Versuches ist aus Abb. 12 und 13 zu ersehen; es mußte als unbefriedigend bezeichnet werden. Auf Grund zahlreicher Zwischenversuche wurden zu seiner Verbesserung folgende Maßnahmen getroffen:

1. Günstigere Verteilung der hydraulischen Belastung über Wehr- und Grundablaßöffnungen.

In Abb. 14 ist das hydraulische Belastungsschema des ursprünglichen Bauentwurfes (mit den Grundablässen noch am rechten Ufer) für den Normalfall: Abführung des höchsten Hochwassers von 920 m<sup>3</sup>/sek bei Betrieb beider Grundablässe, wiedergegeben. Man erkennt deutlich die übermäßige Massierung der Wassermengen auf die Grundablässe. Noch gefährlicher wird das Bild für den vorgeschriebenen ungünstigsten Fall, bei dem angenommen ist, daß sich aus irgendwelchem Grund bei HHW ein Grundablaß nicht öffnen lasse, so daß der verbleibende Grundablaß doppelt so stark belastet werden muß (vgl. Abb. 15).

Eine wesentliche Herabminderung der dadurch bedingten Gefahr wurde, wie eingangs beschrieben, schon dadurch erreicht, daß die Grundablässe in die Mitte verlegt wurden.

Das Belastungsschema gemäß Abb. 15 zeigte deutlich, daß man darauf ausgehen mußte, die übermäßige Massierung der Wassermassen auf den einen Grundablaß zu mildern, d. h., eine mehr ausgeglichene Verteilung der Abflusssmengen vorzunehmen, was durch eine Veränderung in der Höhenlage der Überfälle zu erreichen war. Auf Grund zahlreicher Zwischenversuche wurde eine hydraulische Belastungsverteilung gemäß Abb. 16 dem endgültigen Modell zugrundegelegt. Es steigt

dabei die Belastung von den Ufern gegen die Mitte hin stufenförmig an. Dabei wurde die Wehrkrone der am Ufer gelegenen Wehröffnungen auf Höhe + 33,00 beibehalten, wogegen die Krone der beiden inneren Wehröffnungen um 0,80 m auf + 32,20 erniedrigt wurde.

Von einer solchen mehr stetigen Zunahme der hydraulischen Belastung von den Ufern nach der Mitte zu durfte auch deshalb ein günstiges Ergebnis erwartet werden, weil sie der natürlichen Abflußverteilung über den Querschnitt eines Flusses in der Geraden nahekommt und auch weil ein Kolk im Talweg des Flußbettes weniger gefährlich ist, als an den Ufern.

2. Verlängerung des Sturzbettes im mittleren Teil des Wehres.

Die Versuche hatten ergeben, daß innerhalb der Grenze wirtschaftlicher Aufwendungen das Auftreten eines Kolkes hinter den Grundablässen nicht ganz vermieden werden kann. Es erschien aber wünschenswert, den Sturzboden der Grundablässe um einen mäßigen Betrag zu verlängern, um auch hier keine unverhältnismäßig großen Kolkwirkungen und dadurch für das ganze Wehr selbst eine größere Sicherheit gegen Unterspülung zu erhalten. Daher wurde eine Verlängerung des Sturzbodens hinter den Grundablässen um 7 m vorgenommen (vgl. Abb. 2). Die Sturzbodenlänge der beiden äußeren Wehröffnungen wurde mit 28 m beibehalten. Hinter den inneren Wehröffnungen geht die Länge von 28 auf 35 m über, so daß die aus Abb. 2 ersichtliche Grundrißform entstand. Die Sturzbettlänge nimmt also im verbesserten Entwurf etwa der hydraulischen Belastung entsprechend (vgl. Belastungsdiagramm Abb. 16) von den Ufern gegen die Mitte hin zu. Diese Anordnung bewährte sich, wie der Versuch zeigte, sehr gut.

3. Beseitigung der Pfeilerverlängerungen.

Wie oben mitgeteilt, erzielte bei den Überfallöffnungen die Wegnahme der Pfeilerverlängerungen wasserreichere und stabilere Deckwalzen und entsprechend bessere Energievernichtung. Aber auch bei den Grundablässen wirkte die Wegnahme der Pfeilerverlängerungen sehr günstig.

Im ursprünglichen Bauentwurf war hinter den Grundablässen so gut wie keine „Energievernichtung“ innerhalb des Sturzbodens festzustellen. Die Energie wurde fast ausschließlich erst hinter der Abschlußschwelle, im Flußbett „vernichtet“, was die große Tiefe des dort auftretenden Kolkes erklärt.

Nach Wegnahme der Pfeilerverlängerungen hatte das Wasser der Seitenöffnungen Gelegenheit, von den Seiten her auf den Grundablaßstrahl hereinzuströmen. Der schießende Grundablaßstrahl erfaßt das langsam quer von den Seiten zuströmende Wasser und führt es unter Eintritt starker Turbulenz ständig in das Unterwasser ab. Die so sich bildende Deckschicht hat eine ähnliche „energievernichtende“ Wirkung wie eine Deckwalze. Die Verlängerung des Absturzbodens um 7 m mußte auch in dieser Hinsicht günstig wirken. Der Erfolg ist an der sehr erheblich verringerten Kolkgröße zu erkennen (vgl. Abb. 17 gegenüber Abb. 12).

4. Geeignete Profilgestaltung der Abschlußschwellen.

Durch zahlreiche Sonderversuche wurde als günstigste Form der Abschlußschwelle der Überfall- und Grundablaßöffnungen die aus Abb. 6 ersichtliche gefunden. Die Abschlußschwelle hat senkrechte Stirnwände und eine leicht flußab geneigte Krone. Ihre Höhe über dem Abschlußboden beträgt 2 m.

5. Abrundung der flußabwärtigen Pfeilerstirnwände.

Durch die Abrundung der flußabwärtigen Pfeilerstirnwände wurde das Beiströmen des an der Abschlußschwelle zurückquellenden bzw. aus den Nach-

baröffnungen seitlich zufließenden Wassers in die Deckwalzen erleichtert. Die Deckwalzen wurden dadurch etwas wasserreicher, was gleichbedeutend mit einer Steigerung ihrer Fähigkeit zur „Energievernichtung“ ist.

6. Verkürzung der Schwelle unter den Grundablaßschützen.

Die Schwelle unter den Grundablaßschützen wurde von 9,54 m (Abb. 5) des ursprünglichen Bauentwurfs auf 5,25 m (Abb. 7) verkürzt.

Neben dem hydraulischen Vorteil der Vergrößerung des Tosckenraumes hatte diese Anordnung auch noch folgenden konstruktiven Vorteil: Bei angehobenem Schütz schießt der Wasserstrahl mit großer Wucht unter dem Schütz hervor. Bei dem verbesserten Entwurf wird der Sturzboden durch ein Wasserpolster vor dem unmittelbaren Angriff dieses Wasserstrahls geschützt. Bei dem ursprünglichen Entwurf wäre dagegen das wagerechte Stück der Schwelle hinter dem Schütz durch die hervorschießenden Wassermassen, wenn sie auch im vorliegenden Fall nur wenig Geschiebe mit sich führen, in überaus starker Weise schleifend und saugend beansprucht worden.

Unter Benutzung all dieser einzelnen Verbesserungsmöglichkeiten wurde zuletzt ein endgültiges Modell hergestellt und an diesem ein Wechsel-Dauerversuch unter denselben Verhältnissen wie bei dem oben beschriebenen maßgebenden Versuch am ursprünglichen (Bauprojekts-) Modell durchgeführt. Bei 5maligem Wechsel zwischen Hoch- und Niederwasser betrug dementsprechend die Gesamtdauer ebenfalls 10 Stunden. Das Ergebnis ist aus Abb. 17 und 18 ersichtlich. Abb. 20 zeigt ein Lichtbild des endgültigen Modells.

Ein Vergleich der Abb. 12, 13 und 17, 18 spricht für sich und zeigt den Erfolg der Versuche.

Noch deutlicher spricht sich die erreichte Verbesserung in einer graphischen Darstellung der Kolkgrößen aus, die in Abb. 19

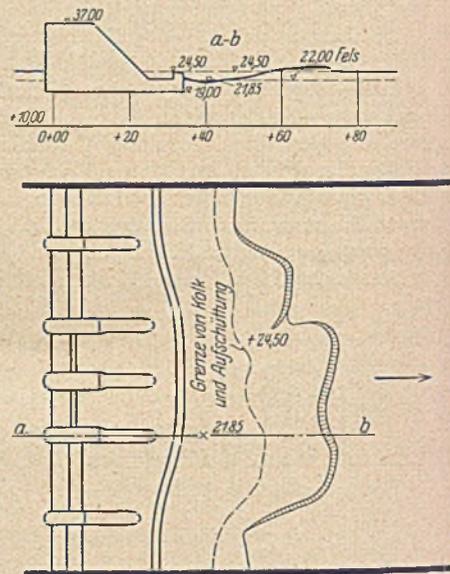
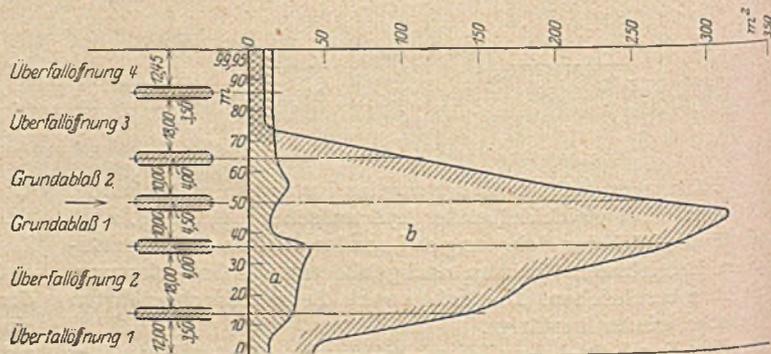


Abb. 17 und 18. Endgültiges Modell nach der maßgebenden Probe (= 10stündigem Wechselbetrieb). Längsschnitt durch den tiefsten Punkt des Kolkes.



a: Kolkmasse beim verbesserten endgültigen Entwurf = 2300 m<sup>3</sup>.  
b: Kolkmasse beim ursprünglichen Bauentwurf = 13300 m<sup>3</sup>.

Abb. 19. Flächenprofil der Auskolkung.

wiedergegeben ist. Die Flächeninhalte der einzelnen Kolk längsschnitte sind hier nach Art eines Flächenprofils aufgetragen. Diese Darstellungsart hat sich als ebenso übersichtliche wie scharfe Vergleichsgrundlage bei der Durchführung der beschriebenen Versuche sehr nützlich erwiesen. Als Endergebnis entnehmen wir aus ihr, daß es gelungen ist, die gesamte Kolkmasse von 13 300 m<sup>3</sup> des ursprünglichen Entwurfes auf 2300 m<sup>3</sup> des endgültigen Entwurfes zu vermindern und sie dabei gleichmäßiger über den mittleren Teil der Wehrbreite zu verteilen.

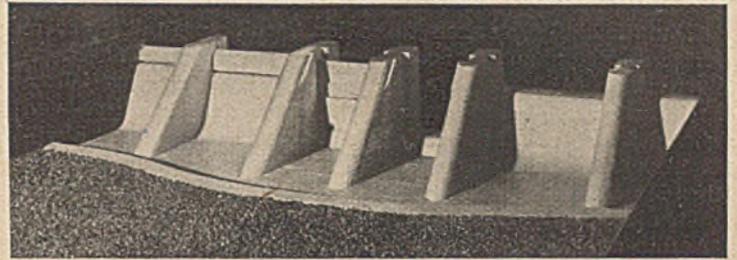


Abb. 20. Verbessertes, endgültiges Modell.

## NEUERE GERÄTE IM BETON- UND TIEFBAU.

Von Professor Dr. Georg Garbotz, Berlin.

Vortrag, gehalten vor der Jahreshauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 19. März 1927.

(Schluß von Seite 725.)

Eine technische Lösung des Förderproblems auf ganz anderem Wege, allerdings nicht für solche Leistungen, wie eben erwähnt, dafür aber für besonders schwierige Verhältnisse hat die Torkret-Gesellschaft mit ihrer pneumatischen Betonförderanlage gebracht. Die Anlage arbeitet ähnlich wie der Ransome-Concrete-Placer seit einigen Wochen bei den von Tesch ausgeführten Unterfangungs-

Interesses stehen. Allen, von Sonthofen wie von der Allgemeinen Baumaschinen-Ges., von Kaiser & Schlaudecker, Vögele u. a. gebauten Maschinen gemeinsam ist der nach amerikanischem Vorbild angebrachte Ausleger mit Klappkübel, um das Mischgut über die ganze Straßenbreite mechanisch verteilen zu können. Das nachträgliche Stampfen und Glätten erfolgt durch die Stampf-

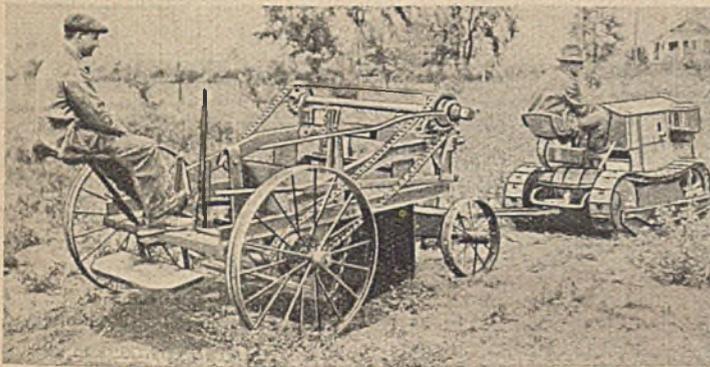


Abb. 10.

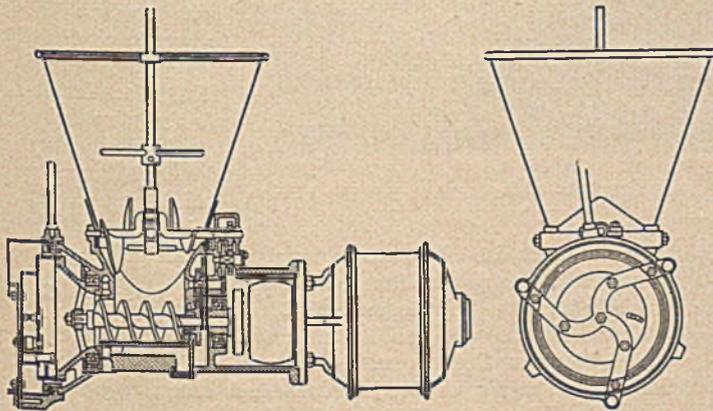


Abb. 11 a.

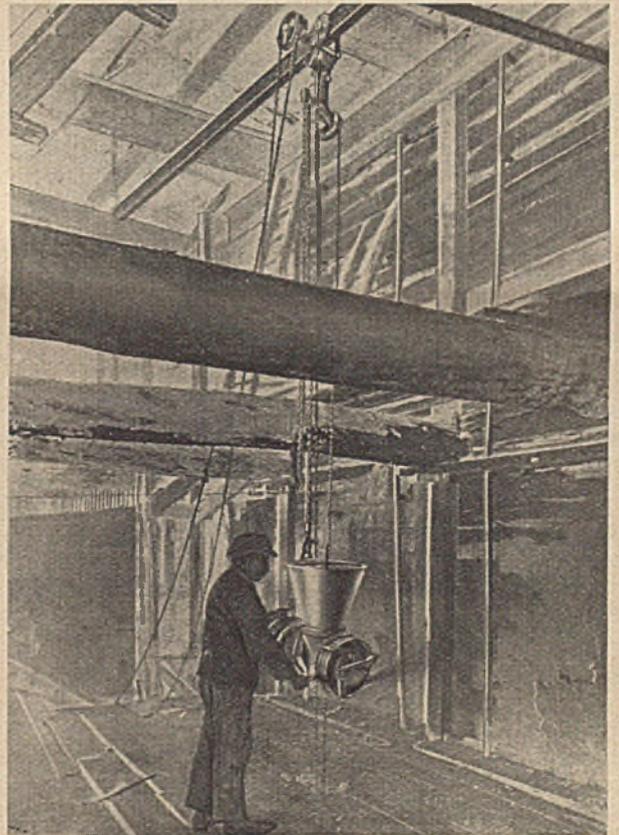


Abb. 11 b.

arbeiten des Opernhauses. Eine Kompressorenanlage von 30 m<sup>3</sup>/min. drückt bei 1,5 at das trockene Gemisch durch die 100er Rohrleitung an Stellen, die sonst oft tatsächlich unerreichbar wären. Einen schwachen Punkt, der sich z. Zt. in Umänderung befindet, bildet vorerst der bei 60 m Sekundengeschwindigkeit notwendigerweise auftretende hohe Verschleiß der Krümmerpunkte. Auch hier sind ja im Tektor und der Rohrleitung Misch- und Förderprozeß zusammengelegt. Das Gleiche gilt von den Straßenmischern, die ja heut im Vordergrund des

und Glättmaschine, die in Deutschland von Vögele, Ambi und der Dingerschen Maschinenfabrik, Zweibrücken, gebaut wird.

Einige Geräte für die Vorbereitung des Straßenbettes, wie sie der Amerikaner verwendet, dürften an dieser Stelle vielleicht von Interesse sein. Erwähnt seien die Straßenaufreißer, skimmer, scraper (Abb. 10), Grabschaufelbagger usw. sowie die pneumatischen Straßenaufbruchhämmer von Flottmann und der Demag, mit denen man auch vorhandene Betondecken maschinell aufbrechen kann,

Zum Schluß des ersten Teiles der Ausführungen über neuere Geräte im Betonbau soll noch hingewiesen werden auf die Kisse-Wurfturbine (Abb. 11), die das pneumatische Torkretverfahren durch ein mechanisches ersetzen will, sowie die Eisenbiege- und Schneidemaschine der Futura, die ja heute auf keinem großen Eisenbetonbau mehr fehlen dürfte, und der neuerdings in der Dr. Schulzschschen Maschine mit 2 Biegewellen eine Konkurrenz erwachsen ist, durch die ein Stab mit je einem Haken an beiden Enden und 4 Aufbiegungen auf der ganzen Länge in 2 und 4 Arbeitsgängen gebogen werden soll. Eine Maschine zum Abrichten benutzter Schaldbretter und zum Glattwalzen der Nägel wird gleichfalls von der Maschinenfabrik Futura geliefert, während die Torkret-Gesellschaft einen in Amerika zum Abgraten sichtbarer Betonflächen verwendeten elektrisch angetriebenen Fräsapparat, sur-facer, vertreibt. Auch die Mauersäge von Stadler & Geyer stellt ein sehr interessantes Gerät dar, mit dem zahlreiche Trockenlegungen feuchter Bauwerke durchgeführt worden sind.

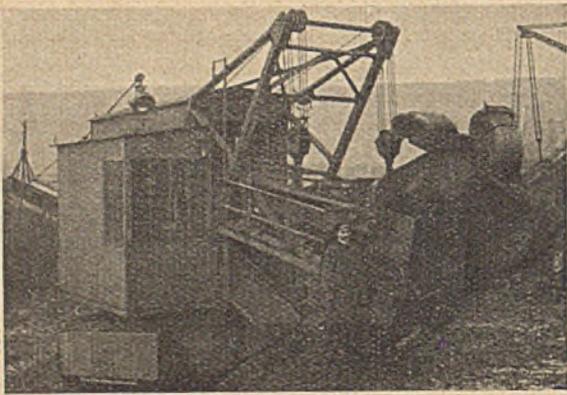


Abb. 12 a



Abb. 12 b.



Abb. 12 c

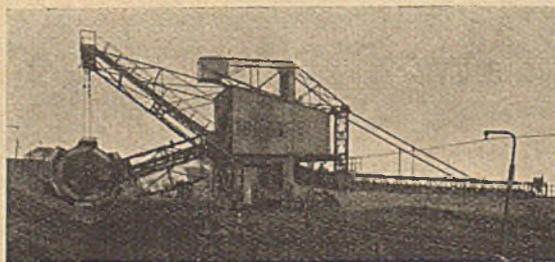


Abb. 12 d.

Nicht ganz so in die Augen springend wie im Betonbau, dafür aber nicht minder wichtig, sind eine Reihe von Erscheinungen, die im Tiefbau für die Zukunft neue Wege zu weisen scheinen. Teilweise ist der Zusammenhang mit den Abraumbetrieben unverkennbar, zumal es sich in erster Linie um Fortschritte bei Erdbewegungen handelt.

An die Spitze stellen wollen wir die ständig zunehmende Verbreitung des elektrischen Antriebes. Erfolgreich Konkurrenz gemacht wird diesem in neuester Zeit, vor allem für stark ortsveränderliche Geräte mit einem Kraftbedarf von nicht mehr als 100 PS, durch den Rohölmotor. Die Erfahrungen hiermit in Kranen, Greifern, Schleppern, fahrbaren Kraftstationen usw., die der Verfasser an etwa 20 kompressorlosen Dieselmotoren in Irland sammeln konnte, sind denkbar günstig. Mit Recht kann man hierfür den Rohölantrieb nicht nur als technisch, sondern auch als wirtschaftlich beste Lösung bezeichnen.

Erst in Verbindung mit diesem Rohölantrieb können die Raupenfahrwerke alle ihre Vorzüge, die in erster Linie ja in

der absoluten Freizügigkeit und damit Unabhängigkeit auch von der Wasser- und Brennstoffzufuhr liegen, zur vollen Auswirkung bringen. Als geradezu universell nach dieser Richtung sei auf den Rohöl-Raupenmontagekran von Menck & Hambrock hingewiesen, den die S. B. U. für ihre umfangreichen Aufbauarbeiten über eine Strecke von 16 km in Irland verwendet<sup>3</sup>.

Die zunehmende Beliebtheit, deren sich der Raupenfahrwerksantrieb in Baufachkreisen erfreut, war es auch, die die Frage des Mutterbodenabhubes bei großen Kanalarbeiten auf eine neue Basis gestellt hat. Schon die Amerikaner haben in ihren scrapers versucht, ein Gerät zu schaffen, mit dem diese Arbeit mechanisiert werden kann. Es liegt auf der Hand, daß die Leistung dieses an Pflüge erinnernden Verfahrens nur recht beschränkt ist. Der Raupeneimerkettenbagger mit Rohölantrieb bringt hier die Lösung. Durch eine parallelschnittig absenkbar Leiter kann jede gewünschte Schnittstärke für den Mutterbodenabhub erzielt werden<sup>4</sup>. Das Material wird entweder zum Beiseitesetzen

in Muldenkipper verladen oder bei mehreren Schnitten hintereinander über den Gurtförderer abgeworfen, wiederholt mit aufgenommen und bis zur Lagerstelle umgesetzt. Die Vorplanierung für den Eimerkettenbaggerbetrieb einschließlich Stubbenroden, Heckenbeseitigen usw. erfolgt durch Dampfraubenlöffelbagger von 860 l Inhalt<sup>5</sup>. Beide Geräte haben den Vorzug einer für den Baubetrieb außerordentlich universellen Verwendbarkeit. So kann der Raupeneimerkettenbagger auch zum Grabenziehen, der Löffelbagger als Greifer und Kran benutzt werden; beide schließlich zum Aushub kleinerer Baugruben, der Eimerkettenbagger bei leichtem, der Löffelbagger als Dragline bei schwerem Boden. Die Frage des Rohölantriebes für Löffelbagger befindet sich noch im Versuchs-

stadium. Es ist aber anzunehmen, daß in Kürze eine einwandfreie Lösung gefunden werden wird.

Für kleinere Leistungen befindet sich seit einigen Monaten bei der Bauhütte vor den Toren von Berlin, für größere bei der Grube Ilse ein Gerät zum Lösen und Laden, der Humboldt-Schauflerradbagger, in Betrieb, das durch eine Art großen Fräser oder Schauflrad den Grabvorgang der Eimer ersetzt (Abb. 12). Der Wunsch nach geringerem Energiebedarf als bei den Eimerketten war der Vater des Gedankens. In der gleichen Richtung bewegt sich die Verwendung der halbgeführten Kette für Eimerkettenbagger bei sehr schweren Bodenverhältnissen. Ganz im Kleinen, als Ersatz für die Lösarbeit der Kreuzhacke ist verschiedentlich, so beim Untergrundbahnbau in Barcelona, eine maschinelle, druckluft-angetriebene Schaufl-

<sup>3</sup> Garbotz, Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkraft in Irland Bauwelt 1927, Heft 14, S. 368.

<sup>4</sup> desgl. S. 370 und Bauingenieur 1927, Heft 25, S. 451.

<sup>5</sup> desgl. Bauwelt S. 369, Bauingenieur S. 451.

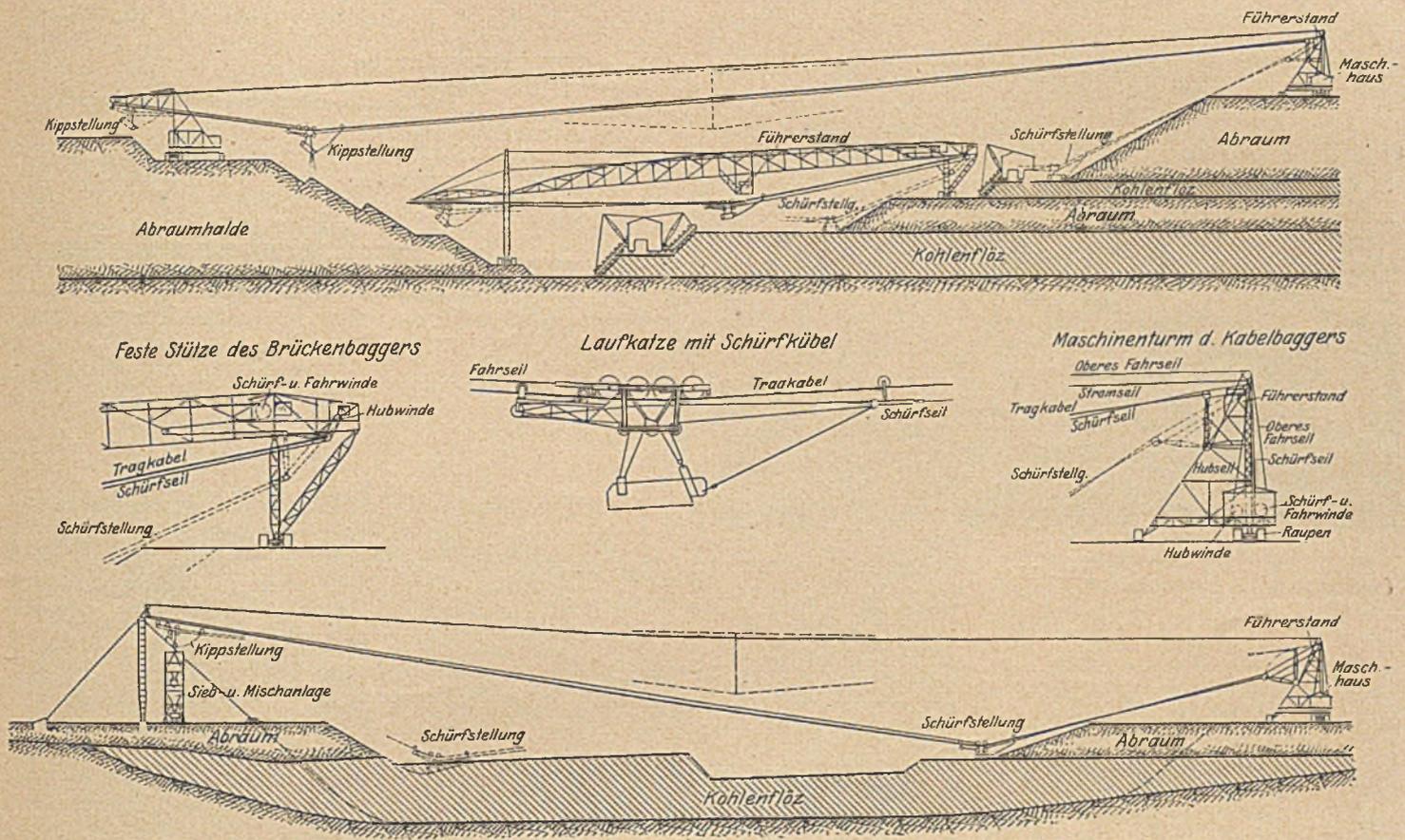


Abb. 13.

angewendet worden, die in Deutschland von der Torkret-Gesellschaft geliefert wird.

Eines besonderen Interesses erfreut sich in neuester Zeit der ja auch von Amerika zu uns gekommene Dragline oder Eimerseilbagger. Die Abraumbetriebe haben den Gedanken aufgegriffen und zusammen mit Bleichert einen sogenannten Kabelkrabbagger durchgebildet, bei dem durch ein Eimergefäß von bis zu 6 m<sup>3</sup> Inhalt der Boden abgehoben und ohne Zwischentransport ähnlich wie bei den Abraumbörderbrücken zwischen den fahrbaren Türmen wieder verstrützt wird (Abb. 13). Der Gedanke dürfte auch im Baubetriebe manche Anwendungsgebiete haben.

Schon das eben geschilderte Verfahren läuft darauf hinaus, den schwierigsten Teil des Fördervorganges von Erdbewegungen, die Kippe, zu umgehen. Es ist bekannt, was hier durch Kipperräumer, Spülkippen, Selbstentlader usw. schon geschehen ist. Ein Weg aber muß hier erwähnt werden, weil er völlig neue Mittel anwendet. In Irland stand die S. B. U. vor der Frage, wie sollen die bis zu 18 m hohen Dämme geschüttet werden bei einem Material, das unter dem Einfluß des ständigen irischen Regens sich in einen zähen Brei verwandelt und jedes normale Hochdämmen mittels herauffahrender Kippzüge unmöglich machte? Es konnte nur ein Verfahren in Frage kommen, bei dem die eigentliche Kippe auf gewachsenen Boden verlegt und das Dammmaterial aus 18 m Höhe so an beliebiger Stelle abgeworfen werden konnte, daß nach dem Wunsche des Bauherrn in horizontalen Lagen geschüttet und dabei die gleiche Dichtigkeit wie bei dem durch herauffahrende Kippzüge gewalzten Boden erreicht wurde. Die Lösung der Aufgabe erfolgt durch Absetzapparate, bei denen das Material aus einer vom Absetzer selbst ausgehobenen Vorkippe durch 2 Eimerketten aufgenommen und einem unter 20° nach oben mit 1,5 m/sek. laufenden 1100 mm breiten Gurtband zugeführt wird<sup>6</sup>. Von hier aus läuft es auf ein zweites,

umsteuerbares und längs des Auslegers verfahrbares Unterband, das den Abwurf von bis zu 6000 m<sup>3</sup> am Tage auf eine Breite von 40 m gestattet. Durch die große Fallhöhe wird dabei das Material mehr wie gestampft. Auch die Möglichkeit, bis zu 60 m<sup>3</sup> Wasser stündlich zuzusetzen, ist im Bedarfsfalle vorhanden.

Seit etwa 10 Jahren beschäftigt sich auch das Baugewerbe, dem Beispiel des Braunkohlenbergbaues folgend, eingehender mit der Frage seiner Förderwagen. Neben einem stets wachsenden

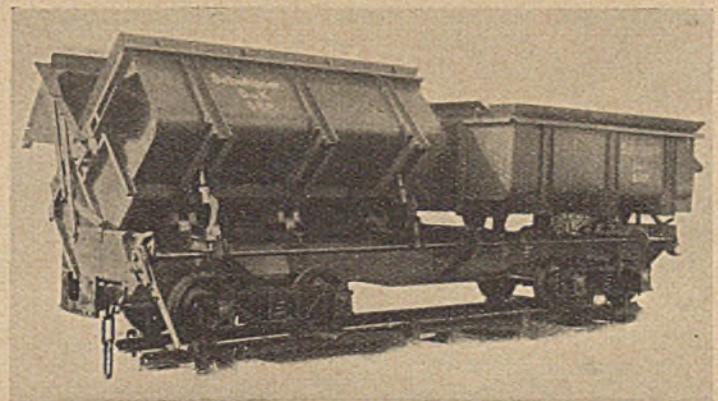


Abb. 14.

Wageninhalt, der von 2 m<sup>3</sup> über den von Holzmann eingeführten 4 m<sup>3</sup>-Wagen heute als Normalinhalt des Baubetriebes bis 5,3 m<sup>3</sup> und im Abraum neuerdings über 7 bis zu 15 m<sup>3</sup> heraufgeht (Abb. 14), war es der Wunsch, mit möglichst wenig Handarbeit die Entleerung der Wagen zu ermöglichen und dabei noch eine absolute Standfestigkeit zu erreichen. Von all den vielen Bauarten, wie Flachboden-, Schaufelboden-, Rathjens- und anderen Selbstentladern scheint sich der amerikanische Selbstentlader mit

<sup>6</sup> Garbotz, Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkraft in Irland, Bauingenieur Heft 26, S. 475/76 und Bauwelt Heft 14, S. 373/74.

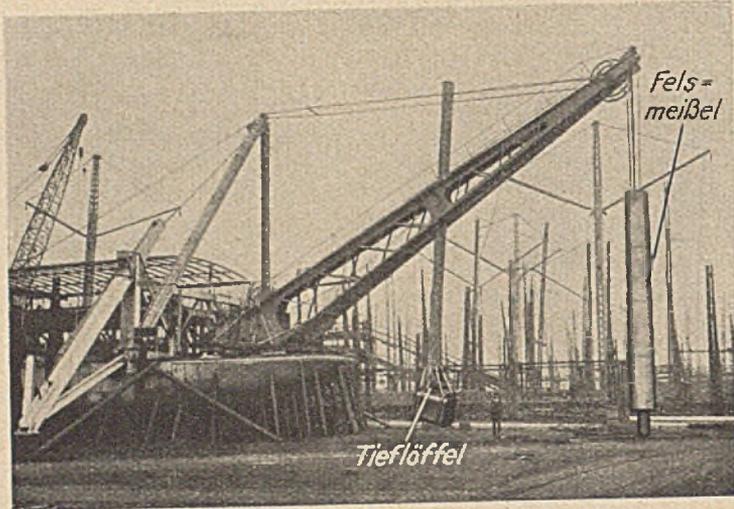


Abb. 16.

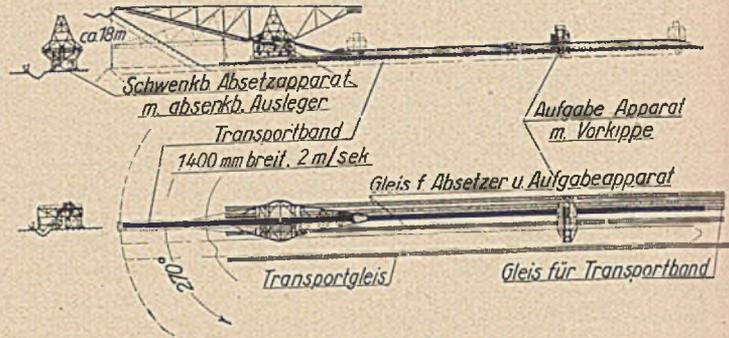


Abb. 15.

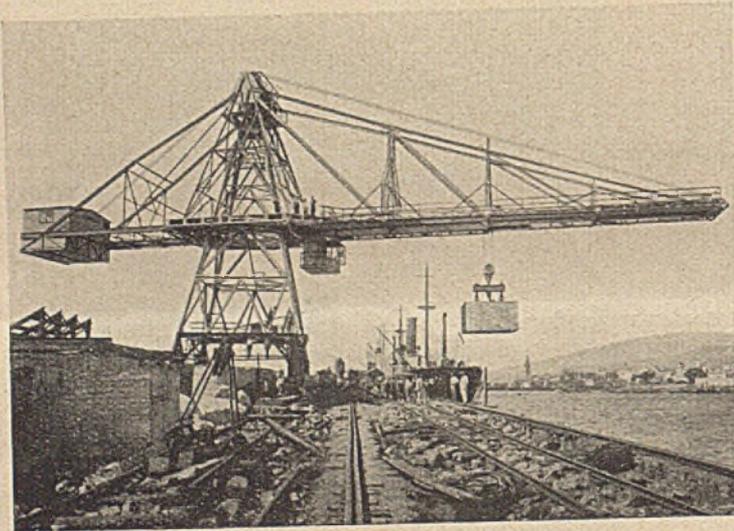


Abb. 17.



Abb. 19.

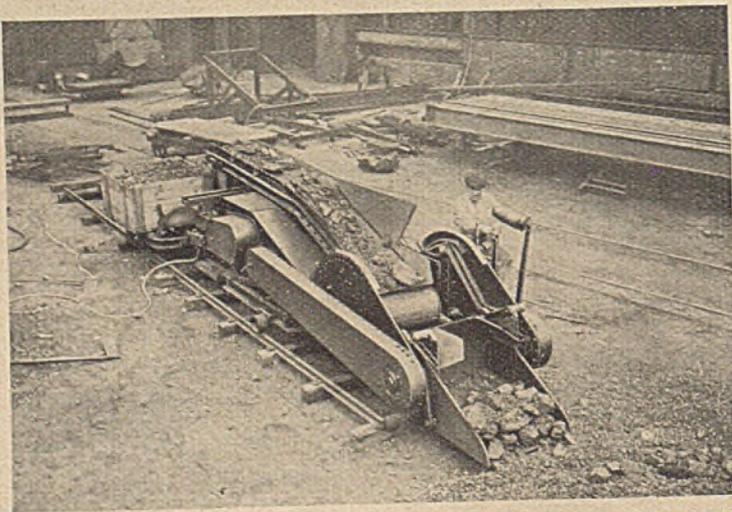


Abb. 18.



Abb. 20.

hochgehendem Versteller, wie ihn u. a. Krupp, Dolberg und Orenstein & Koppel bauen, das breiteste Arbeitsfeld zu erobern. Wie man dabei die Standfestigkeit bei größerem Inhalt durch Teilung erhöht hat, zeigt der O. & K.-Wagen. Auch Preßluft, die ja in Amerika weit verbreitet ist, ist in Deutschland mit Erfolg versucht worden. In neuester Zeit beginnt auch hier das Transportband dem Rollmaterial erfolgreich Konkurrenz zu machen, wie die Abraumförderbrücken der ATG. und die kombinierte Absetzer- und Transportanlage zeigt, die Krupp an die Gewerkschaft Elise II lieferte (Abb. 15). Auch die Lübecker Maschinenbau-Ges. baut derartige Anlagen.

Nicht so weitgehend wie bei den Erdbewegungen sind die neuen Gedanken, die uns bei Felsbewegungen entgegen-treten. Von den gigantischen Ausmaßen, die die Aufbereitungs-anlagen teilweise annehmen, ist bereits gesprochen worden. Auch für das Lösen der Felsmassen, wenigstens soweit sie unter Wasser liegen, gibt es ein ähnliche Ausmaße aufweisendes Gerät, den Lobnitzbrecher, bei dem ein gewaltiger Fallmeißel von 10 t Gewicht die Felssohle zerkleinern und ein Tieflöffel das gebrochene Material aufnehmen soll (Abb. 16). Es liegt in der Natur der Sache, daß der Arbeitsbereich dieses Gerätes auf Sonderfälle wie Hafengebäuden und ähnliches beschränkt ist. Zudem scheint das Verhältnis zwischen Aufwand und Leistung zum mindesten fragwürdig zu sein. Gleichfalls ungewöhnliche Abmessungen haben

Rotationskompressoren der Demag vermöge ihrer gedrängten Bauart wohl eine größere Zukunft im Baugewerbe<sup>7</sup>. Auch Preßluft oder elektrisch angetriebene Schaufellader, wie sie die Bamag baut (Abb. 18), sind neuerdings, aus Amerika kommend, in Spanien und in der Schweiz sowie in Schlesien beim Stollen-vortrieb als Ladegerät mit Erfolg benutzt worden. Sonst müßten noch die zahlreichen Versuche, elektrische Hämmer auch für den Baubetrieb herauszubringen, erwähnt werden, die in Amerika sowohl wie in Deutschland im Gange sind. Für große Abschlüge an hohen Wänden hat sich im Steinbruchbetrieb die Seilschlagbohrmaschine mit ihrer einfachen Bedienung und dem verschwindenden Energiebedarf als sehr wirtschaftlich erwiesen. Nicht nur bei den irischen Arbeiten der S.B.U. sondern auch in Belgien wird sie in großem Umfange angewendet<sup>8</sup>.

Ein letztes Gebiet des Tiefbaues, wo wir gleichfalls eine Reihe von Fortschritten feststellen können, ist der Grundbau. Dabei ist zu denken an die Konstruktion der Rammen, wo Menck & Hambrock durch eine Gelenkrohrleitung die steten Schwierigkeiten mit den Ramm-schläuchen vermeiden (Abb. 19). Erwähnt seien die ja heute wohl allgemein bekannten Demag-

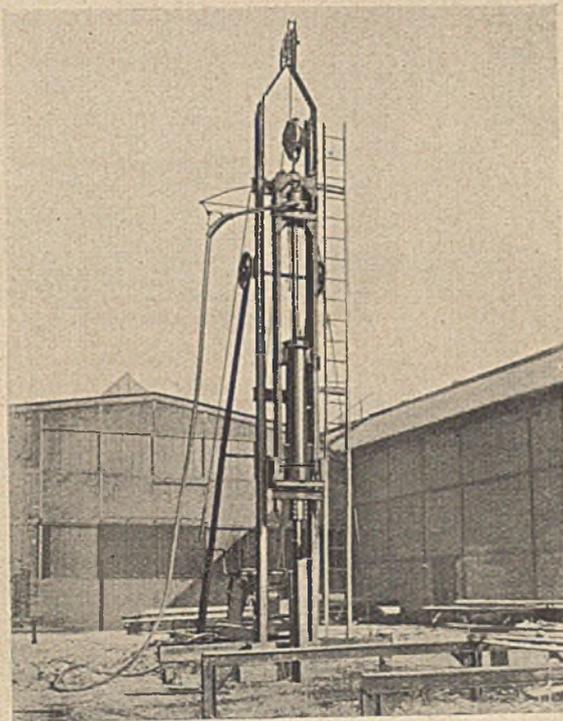


Abb. 21.

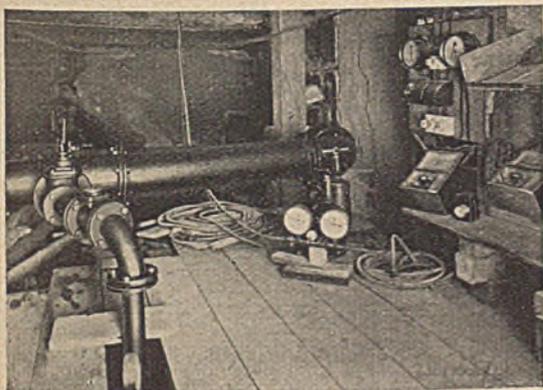


Abb. 22a.

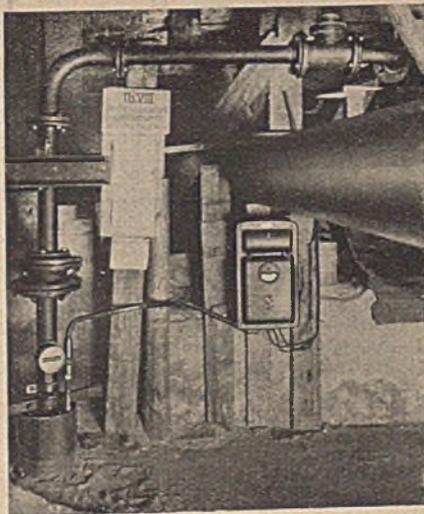


Abb. 22b.



Abb. 22c.

die Hebezeuge, die bei solchen Hafengebäuden heute verwendet werden. Als Beispiel sei der elektrisch angetriebene Molenkran angeführt, den die S.B.U. in Teneriffa zum Versetzen der 50 t-Blöcke verwendet (Abb. 17), oder aber der für 400 t-Blöcke in Bari gleichfalls von der Demag gelieferte Schwimmkran. Das sonstige neuere Gerät für den Felsbetrieb weist normale Abmessungen auf, wenn auch die Tendenz zur Vergrößerung der Einheiten nach den neuesten Menschlichen Ausführungen sich nicht verleugnen läßt. Es muß besonders hingewiesen werden auf die zunehmende Verwendung von Raupenlöffelbaggern evtl. in Verbindung mit Stein-greifern. Wo Preßluft zum Abbohren in Frage kommt, haben die

Pfahlzieher, um bei dieser Gelegenheit 2 Geräte, den Union-pile-driver von den Union-Iron Works (Abb. 20) und die Unterschlag-ramme der Baumag in Wien vorzuführen (Abb. 21), die beide sowohl als Ramme wie als Pfahlzieher gegebenenfalls verwendet werden können. Auch die Tiefbrunnenpumpe ist heute, wie vom Berliner Opernhausumbau her bekannt ist, für Grundwasserabsenkungen ein Gerät, dessen Konstruktion als gelöst betrachtet werden

<sup>7</sup> Garbotz, Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte in Irland, Bauwelt 1927, Heft 18, S. 456.

<sup>8</sup> Desgl. S. 456 und Bauingenieur Heft 26, S. 476.

kann und ohne daß insbesondere so schwierige und unzugängliche Arbeiten wie gerade diese Gründungen wohl nahezu unlösbar gewesen wären (Abb. 22). Schließlich ist noch in neuester Zeit ein Gerät auf dem Markt erschienen, für das die Stern-Gesellschaft in Wien die Lizenzen vergibt und dessen Arbeitsweise sowohl als eine Vereinfachung als auch Verbesserung der Mast- und Frankignoul - Pfahlgründung angeprochen werden kann. Die erzielten wirtschaftlichen Erfolge sollen recht bedeutend sein.



Abb. 23 a.

Hallenbau - Gesellschaft erwähnt werden (Abb. 23), die nach den Erfahrungen in Irland mit dem Vorteil, mindestens so brauchbar wie Holzbaracken zu sein, die Annehmlichkeit verbindet, daß keinerlei Reparaturen durch Verfaulen erforderlich sind, und daß der Unternehmer am Ende des Baues noch ein jederzeit wieder verwendbares Inventarstück in der Hand hat.

Die zahlreichen, in den obigen Darstellungen aufgeführten Geräte zeigen, daß wir auch in Deutschland auf dem Baumaschinengebiet anerkennenswerte, wenn auch

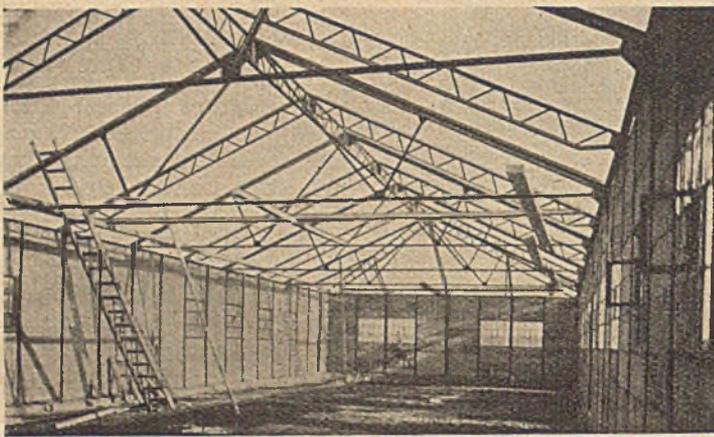


Abb. 23 b.

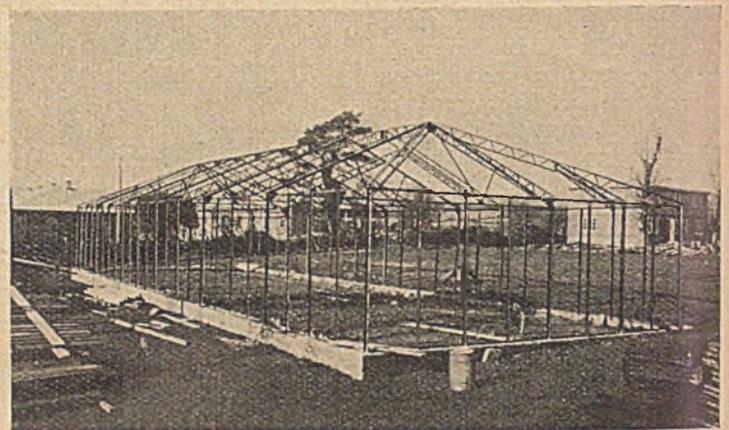


Abb. 23 c.

Zum Schluß der Ausführungen über „Neuere Geräte im Beton- und Tiefbau“ mag noch eine sowohl für den Beton- wie den Tiefbau gleich gut verwendbare Normalbaracke in leichter Eisenkonstruktion mit Zementdielen von der Westfälischen

nicht so stürmische Fortschritte wie die Amerikaner gemacht haben. Sache des Baugewerbes wird es sein müssen, durch stets neue Aufgabenstellung sowie durch praktischen Rat und Tat diese Entwicklung zu unterstützen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Spiegelabsenkung des Kratersees Kloet (Java) mittels Heberleitungen.

Im Osten der Insel Java ist der Vulkan Kloet gelegen, der bisher in Zwischenräumen von etwa 18 Jahren zum Ausbruch kam und besonders dadurch gewaltige Verheerungen anrichtete, daß das in der

Beim Ausbruch im Jahre 1919, dem 5500 Menschen zum Opfer fielen wurde der größte Teil des seinerzeit etwa 38 Mill. m<sup>3</sup> betragenden Seeinhaltes auf diese Weise in einer knappen Stunde zum Abfluß gebracht. Infolgedessen mußte, in dem Bestreben, künftighin die verheerenden Wirkungen der Eruptionen auf ein Minimum zu beschränken, in erster Linie die Ansammlung von Wasser im Kratertrichter verhindert werden. Nach eingehenden Erwägungen grundsätzlicher Art und unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse wurde einer Pumpanlage die Entleerung mittels Heberleitungen vorgezogen, und in diesem Zusammenhange der in Abb. 1 erkennbare Basisstollen, der eine Gesamtlänge von 955 m und ein Gefälle von 3 ‰ erhalten sollte, in Angriff genommen; sein Profil zeigt der in Abb. 1 wiedergegebene Schnitt A-A mit 2,3 m Höhe und 3,5 m Breite an der Sohle. Mit Rücksicht auf die druckhaften Andestrecken, große Luftfeuchtigkeit und hohe bis 42° C ansteigende Temperaturen, nicht zuletzt

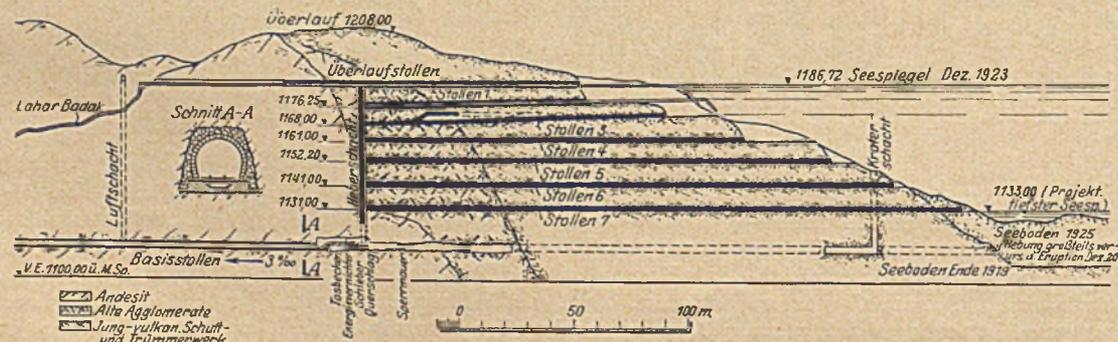


Abb. 1.

langen Zwischenzeit im Kratertrichter angesammelte Wasser bei Gelegenheit einer Eruption zusammen mit der vulkanischen Masse über eine Tiefstelle des Kraterandes herausgeschleudert wurde.

auf den Vollausschub des Profils, ging der Vortrieb nur langsam vorwärts und mußte bald wegen zu starken Wasserandranges an der Kontaktzone zwischen den dichten alten Agglomeraten und den

neuen Massen eingestellt werden. Erschwerend wirkte dabei die entgegen früheren Beobachtungen unerwartet rasche Füllung des Kratersees. Kurz vor seinem nunmehr bestimmten Ende erhielt der Basisstollen eine Sperrmauer zum Schutz gegen Einbrüche. Um nun bei weiterem Ansteigen des Seespiegels ein natürliches Überlaufen zu verhindern, wurde der in Abb. 1 ersichtliche Überlaufstollen in 72 m Höhe über dem Basisstollen in einer Länge von 185 m ausgeführt. Die geplante Absenkung des Seespiegels sollte nun derart vor sich gehen, daß während des Betriebes wieder der in dem Überlaufstollen verlegten Heberleitung ein weiterer Stichstollen nach dem Krater vorgetrieben wurde, der in einer dem praktisch erreichbaren Absenkungsmaß entsprechenden Tiefe unter dem Überlaufstollen liegt und, ebenso wie später der Überlaufstollen, mit dem Basisstollen durch einen senkrechten Heberschacht verbunden ist. Während weiterhin der Stichstollen der Aufnahme der verlegten Heberleitung diente, wurde der nächste Stichstollen vom Heberschacht nach dem Krater vorgetrieben, und dieser schichtweise Vortrieb bzw. die entsprechend stollenweise Absenkung des Seespiegels wiederholte sich nun so oft, bis das beabsichtigte tiefste Spiegelmaß erreicht war. Hierbei war jedesmal die praktisch erreichbare Saughöhe der Heberleitung maßgebend; sie wurde zunächst mit 7,5 m festgelegt, obwohl der dort herrschende mittlere Atmosphärendruck eine Saughöhe von 8,95 m erlaubt hätte. Da aber fernerhin im Hinblick auf die für die Wiederverlegung der Heberleitung von dem höheren in den nächst tieferen Stollen erforderliche Zeitdauer der Seespiegel zur Sicherheit unter Sohlenhöhe des neuen Stollens abgesenkt werden mußte, konnte die Höhe der einzelnen Absenkungsstufen nur zu 5,5 m festgesetzt werden. Am luftseitigen Ende war der Heberstrang zunächst mit einem Schieber verschlossen; vor dem Übergang in die Falleitung war ein Vakuummeter zur Kontrolle des Innendruckes angebracht. Am kraterseitigen Scheitel der Heberleitung war eine Vakuumpumpe angeschlossen, die der Inbetriebsetzung des Hebers sowie dem Absaugen von Luft- und Gasansammlungen dienen sollte. Da die Heberleitung zu dem Zeitpunkt der nach Fertigstellung aller Anlagen möglichen Betriebsaufnahme bereits selbsttätig vollgelaufen war, brauchte nur der Schieber geöffnet werden, um mit dem Heberabfluß beginnen zu können. Die Absenkung erfolgte durchaus programmäßig; sie betrug bei einer täglichen Spiegel-senkung von 5 cm trotz beträchtlicher Niederschlagsmengen der Regenzeit nahezu 54 m. Einschließlich der auch im Kratermantel auf-

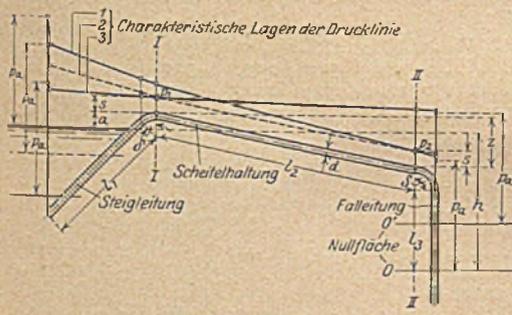


Abb. 2.

gespeicherten und der während der Absenkung durch Niederschlag zugefallenen Wassermenge förderten die Heberleitungen im ganzen 45 Mill. m<sup>3</sup> aus dem Kratersee. Der verbleibende Wasserinhalt beträgt etwa 2 Mill. m<sup>3</sup>, so daß in Zukunft die Wirkung der Eruptionen nahezu örtlich beschränkt bleiben, um so mehr, als das Wasser schon zu Beginn der Eruption zu einem großen Teil in Dampf übergehen wird. Neben der praktischen Durchführung wurden theoretische Untersuchungen mit Rücksicht auf die bereits anfangs mit der Heberleitung gemachten günstigen Erfahrungen zur Erzielung höchster Wirtschaftlichkeit vorgenommen. Dabei wurde hauptsächlich die Abhängigkeit des Heberabflusses von der Steigung der Scheitelhaltung untersucht und festgestellt, daß das absolute Maximum der Heberabfuhr bei demjenigen Gefälle der Scheitelhaltung eintreten muß, bei dem während des ganzen Absenkungsverlaufes, mit zunehmender Saughöhe, die Drucklinie durch den Punkt P<sub>1</sub> im Abstand s vom Scheitel geführt ist, wenn s das hier zu 0,45 m angenommene Sicherheitsmaß bedeutet (Abb. 2). Ferner ermittelt sich diejenige Grenze der Scheitelneigung i, bei der eine Steigerung der Abfuhr noch eintritt, zu  $i = \frac{z}{l_2}$  bzw.  $i = \frac{(p_a - s - \alpha) \epsilon}{\xi_1 + \epsilon_1 + \xi_3}$ ;

hierin bedeuten:  
 p<sub>a</sub> den Atmosphärendruck,  
 s das genannte Sicherheitsmaß,  
 α den Höhenabstand zwischen Seespiegel und Heberscheitel bei I,  
 $\epsilon = \frac{2g}{c^2 R}$  mit  $c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$  nach Bazin,  
 ξ<sub>1</sub> = 1,5 den Eintrittswiderstand,  
 l die Rohrlänge,  
 ξ<sub>3</sub>  $\left\{ \begin{array}{l} = 0,22 \text{ bei } \delta = 45^\circ \\ = 0,3 \text{ „ } \delta = 90^\circ \end{array} \right\}$  die Krümmungswiderstände.

Aus Abb. 2 sind die einzelnen Größen bzw. deren Beziehungen zu einander näher zu erkennen; im übrigen darf auf die dem Bericht zugrunde liegenden Ausführungen in der Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1927, Heft 1/2, verwiesen werden. Dr. E.

### Englische und amerikanische Vorschriften über die Verwendung von Beton, Eisenbeton und Eisenkonstruktion im Hausbau.

Die letzten Entwicklungsphasen unseres Bauwesens haben, nachdem das Handwerk mit seinen uralten, bewährten Traditionen immer mehr daraus verdrängt worden ist, als charakteristische Begleiterscheinung die Forderung nach verstärkter behördlicher Aufsicht mit sich geführt. Hiermit wuchs der Aufgabenkreis der betreffenden Behörden, die in ihren Verordnungen mit der oft geradezu stürmischen Entwicklung Schritt halten mußten, um nicht vom wirtschaftlichen Standpunkt aus als lästige Fessel des Bauwesens verschrien zu werden. Man verlangt heutzutage von diesen Behörden nicht nur einen Ausgleich der verschiedenen Interessen innerhalb der Grenzen des Staates, sondern darüber hinaus Berücksichtigung der internationalen Interessen der Wirtschaft, d. h. ihre Verordnungen dürfen nicht dazu zwingen, im Verhältnis zu anderen Ländern unwirtschaftlich zu bauen. Es hat sich für diese Behörden in letzter Zeit daher immer mehr das Bedürfnis herausgestellt, sich eine eingehende Kenntnis der einschlägigen Bestimmungen und Verordnungen des Auslandes zu verschaffen und womöglich einen Ausgleich allzu hervorstechender Widersprüche herbeizuführen.

Der vorliegende Bericht<sup>1)</sup> des Architekten des Londoner Grafenschaftsrats, G. Topham Forrest, vom Mai 1925 über eine amerikanische Studienreise legt hiervon ein beredtes Zeugnis ab. Amerika, insbesondere die Vereinigten Staaten, ist ja in letzter Zeit überhaupt das Ziel einer großen Anzahl von Studienreisen, was sich leicht erklärt, wenn man die Fülle des dort Gebotenen bedenkt. Das Bauwesen steht in dieser Beziehung sicher nicht an der letzten Stelle.

Der Bericht von G. Topham Forrest erstreckt sich auf folgende Gebiete: I. Allgemeine Bauordnung, II. Bauaufsicht hinsichtlich der Rettungsmöglichkeiten bei Feuersgefahr, III. Konstruktionen in Beton, Eisenbeton und Eisen, IV. Städtebau, Planung und Zoneneinteilung, V. Staatliche und städtische Kunstausschüsse, VI. Siedlung, VII. Gebäude für Erziehungszwecke.

Aus der Fülle dieses Stoffes sei das die Leser des „Bauingenieur“ am meisten interessierende Gebiet III herausgegriffen und im folgenden das Bemerkenswerteste daraus mitgeteilt. Es handelt sich hier natürlich im wesentlichen um einen Vergleich englischer und amerikanischer Verhältnisse, wobei unter „Amerika“ in der Hauptsache die Vereinigten Staaten zu verstehen sind.

#### A. Konstruktionen in Eisenbeton.

1. Rosten der Bewehrungseisen. Es wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, daß die Zuschlagstoffe aus durchaus chemisch inaktivem Material bestehen, um ein Verrotten des eingebetteten Eisens zu verhüten. Zusätze von Klinkern und Koksstücke haben in zahlreichen Fällen bedenkliche Verrostungen zur Folge gehabt. Die Verbilligung der Herstellungskosten bei Verwendung derartiger Zuschlagstoffe ist oft Ursache, über die Verkürzung der Lebensdauer solcher Konstruktionen hinwegzusehen, die besonders dann zu erwarten ist, wenn der Beton einem Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit ausgesetzt ist. Die Verwendung eines Betons von größerer Festigkeit und Dichte wird immer mehr bevorzugt, weil in diesen Eigenschaften gleichzeitig die beste Gewähr für einen vollkommenen Schutz des eingebetteten Eisens liegt. Vielfach ist man bestrebt gewesen, den Zementverbrauch möglichst herabzusetzen, was bei geringen Nutzlasten und dort, wo es sich lediglich um unbewehrten Beton handelt, auch wohl möglich ist. Die sichere Umhüllung des Eisens verlangt aber unbedingt einen dichten Beton.

2. Bestimmung des Zementzusatzes. In Amerika bestehen zwei Methoden. Auf der Baustelle wird nach Rauminhalt, im Laboratorium dagegen nach Gewicht gemessen. Die volumetrische Methode ist, wenn man, wie auf der Baustelle, mit größeren Massen zu tun hat, praktischer. Das Messen nach Gewicht ist aber genauer. Ein gegebenes Raummaß Zement kann von sehr verschiedenem Gewicht sein, je nach der Art der Einschüttung. Man würde also bei der Mischung nach Gewichtseinheiten genauere Ergebnisse erzielen.

3. Wasserzusatz. Bei der Verwendung von Gußbetonanlagen muß der Einfluß vermehrten Wasserzusatzes beachtet werden. Versuche haben ergeben, daß ein Unterschied von 1% im Wasserzusatz die Bruchfestigkeit nach 4 Wochen um etwa 30% verringern kann. (Die Richtigkeit dieser Angabe muß bezweifelt werden. D. Bearb.) Die Behörden dürfen diesen Umstand bei Festsetzung des Sicherheitsfaktors nicht aus den Augen lassen.

4. Festigkeit des Betons. Durch Verwendung von Tonerzementen (Schmelzzementen) werden beträchtlich höhere Festigkeiten bei wesentlich kürzerer Erhärtungszeit erzielt. Es ist aber immerhin genügend Zement zur Ausfüllung der Hohlräume erforderlich. Wegen des hohen Preises des Tonerzements ist daher gegenwärtig das Betonieren mit gewöhnlichem Zement im allgemeinen billiger. Die Tonerzemente sind jedoch für besondere Fälle vorteilhaft und unentbehrlich. Verbesserungen des Zements sind durch folgende Mittel

1) Report by G. Topham Forrest, F. R. J. B. A., F. R. S. E., F. G. S., The Architect to the Council, „On the Construction and Control of Buildings and the Development of Urban Areas in the United States of America“. Herausgegeben vom London County Council. Käuflich bei P. S. King and Son, Ltd., 2 and 4, Great Smith Street, Victoria Street, Westminster, S. W. I.

zu erzielen: 1. Verwendung eines höheren Prozentsatzes von Ton-erde, 2. längeres Waschen der Stoffe, 3. Vervollkommnung des Mischverfahrens für Kalk und Tonerde, 4. bessere Regulierung der Temperatur während des Brennens, 5. feinere Mahlung.

5. Beanspruchung des Bewehrungseisens. Die zulässige Zugbeanspruchung des Flußeisens beträgt in Amerika 16 000 Pfd. pro Quadratzoll (1125 kg/cm<sup>2</sup>). Ebenso in London. Der Berichterstatter empfiehlt aber in solchen Fällen, wo bei der Berechnung die sonst vernachlässigten „Nebenspannungen“ (offenkundig sind hiermit Wärme- und Schwindspannungen gemeint. D. Bearb.) berücksichtigt werden, eine Eisenspannung von 20 000 Pfd./Qu.Z. (1406 kg/cm<sup>2</sup>) zuzulassen.

6. Betonieren bei Frost. Die Verordnungen des Londoner Grafschaftsrats schreiben vor, daß unterhalb einer Temperatur von 39° Fahrenheit (+ 4° C) nicht betoniert werden darf. Diese Verordnung hat infolge des in der Umgebung Londons vorherrschenden milden Klimas bisher nicht zu Unzuträglichkeiten bzw. Baubehinderungen geführt. In den Vereinigten Staaten und in Kanada ist diese Frage wegen des dort häufig auftretenden strengen Winters von größerer Bedeutung. Einige schwere Unfälle haben zur Vorsicht gemahnt und zu folgenden Voraussetzungen für das Betonieren bei kaltem Wetter geführt: 1. Heizung der Baustelle, solange die Außentemperatur weniger als 40° F (4,5° C) beträgt, 2. Vorhandensein genügend warmen Anmachewassers. Der Bevollmächtigte der Bauabteilung von Detroit gibt an, daß in dieser Stadt das Betonieren erlaubt ist, solange die Temperatur nicht niedriger als 32° F (0° C) ist. Er teilt ferner mit, daß bei Verwendung von sogenannten „Salamandern“ (Koksöfen mit offener Feuerung) und wenn die Außenseite der Gebäude mit Segeltuch bedeckt wird, die Temperatur des Betons auf 50° F (10° C) gehalten werden kann, selbst wenn die Außentemperatur auf 15° F (- 4° C) sinkt. Man hat gefunden, daß schon bei einer Temperatur unter 45° F (7,2° C) die Gefahr besteht, daß der Beton mehrere Wochen lang nicht abbindet, was bereits eine Anzahl von Unfällen zur Folge hatte. Die Londoner Bestimmungen sind wegen ihres Festhaltens an der Temperatur von 39° F (+ 4° C) oft angegriffen worden, während die Verordnungen von Detroit und New York diese Grenze bei 32° F (0° C) festsetzen. Man muß jedoch bedenken, daß das Wasser bei + 4° C seine größte Dichtigkeit besitzt, und daß eine Ausdehnung unterhalb dieser Grenze erheblich schädlicher ist als oberhalb. Ergebnisse von Versuchen an der Ingenieurstation der Universität Illinois zeigten, daß bei einem Beton, der nach 28 Tagen eine Festigkeit von 2000 Pf./Qu.Z. (140 kg/cm<sup>2</sup>) haben sollte, die Erhöhung der Festigkeit nach dem ersten Tag 240 Pf./Qu.Z. (17 kg/cm<sup>2</sup>) betrug, bei einer Temperatur von 70° F (+ 21° C). Diese Erhöhung der Festigkeit sinkt auf ungefähr 90 Pf./Qu.Z. (6,4 kg/cm<sup>2</sup>), wenn die Temperatur nur 40° F (+ 4,5° C) beträgt.

7. Hohlsteindecken. Die Londoner Bauverordnungen verlangen für feuerfeste Decken eine Mindeststärke von 5 Zoll (13 cm). In Amerika sind Hohlsteindecken sehr stark in Aufnahme gekommen. Abschnitt 336 der New Yorker Bestimmungen schreibt vor, daß der Eisenbeton der Fugen die gesamten Lasten aufzunehmen hat (diese Forderung bezieht sich augenscheinlich nur auf die sogen. Rippendecken. D. Bearb.). Vorausgesetzt, daß das Volumen der Hohlsteine nicht mehr als 60% des Gesamtvolumens der Deckenkonstruktion ausmacht, werden für die Stärke des oberhalb der Hohlsteine an der höchsten Stelle noch erforderlichen Betons nicht mehr als 2 1/2 Zoll (6,35 cm) verlangt.

B. Gebäude in Eisenkonstruktion.

1. Spannungen. Die zulässige Beanspruchung des Eisens für den Hausbau ist in den amerikanischen Verordnungen allgemein auf 16 000 Pf./Qu.Z. (1125 kg/cm<sup>2</sup>) festgesetzt. In London sind hierfür 7,5 tons/Qu.Z. (1195 kg/cm<sup>2</sup>) zugelassen. Die British Engineering Standard Assoc. läßt in ihren neuen Bestimmungen für Stahlbrücken 8 t/Qu.Z. (1260 kg/cm<sup>2</sup>) zu, und diese Zahl will auch der Berichterstatter zur Anwendung auf Londoner Gebäude vorschlagen, vorausgesetzt, daß der Stahl der „A“-Qualität des Flußstahls entspricht, der nach den britischen Normen eine Bruchfestigkeit von 28 bis 33 t/Qu.Z. (4400—5200 kg/cm<sup>2</sup>) haben soll. Das Verhältnis der zulässigen Spannung zur kleinsten Bruchfestigkeit würde also bei dem britischen Stahl 0,285 betragen. In Amerika ist das analoge Verhältnis 0,290. Durch die vorgeschlagene Erhöhung der Londoner zulässigen Beanspruchungen würde also eine sehr weitgehende Annäherung an die amerikanischen Normen erreicht sein. Der Berichterstatter empfiehlt, bei der Bestimmung der übrigen zulässigen Spannungen von der Spannung von 8 tons/Qu.Z. auszugehen. Die größte Scherspannung in irgendeiner Richtung sollte 3/4 der größten zulässigen Zugspannung nicht überschreiten, und der durchschnittliche Wert der vertikalen Scherspannung eines Blechträgersteiges sollte nicht mehr als 2/3 der größten zulässigen Scherspannung oder nicht mehr als die Hälfte der zulässigen Zugspannung betragen. Die zulässige Druckspannung im Trägerflansch, der gegen seitliches Ausweichen oder Knicken gesichert ist, kann auf 8 t/Qu.Z. festgesetzt werden. Die Flächenpressung (bzw. der Lochleitungsdruck) auf Teile, die auf eine andere Weise nicht beansprucht werden können, darf das Doppelte der größten zugelassenen Scherspannung betragen.

2. Deckennutzlasten. Die folgende Tabelle zeigt eine vergleichende Zusammenstellung der zur Zeit in London üblichen Deckennutzlasten mit dem Durchschnitt von 109 amerikanischen Städten. In der letzten Spalte sind die für London vorgeschlagenen neuen Nutzlasten angegeben.

Verwendung der Decken	Nutzlasten					
	z. Z. in London üblich		Durchschnitt von 109 amer. Städten		für London vorgeschlagen	
	Pf./Q.F.	kg/m <sup>2</sup>	Pf./Q.F.	kg/m <sup>2</sup>	Pf./Q.F.	kg/m <sup>2</sup>
Dachböden in Wohngebäuden.....	70	338	49,7	240	40	193
Eigenwohnhäuser (Erdgeschoß) .....	70	338	52,2	252	50	241
Eigenwohnhäuser (Obergeschoß) .....	70	338	49,7	240	50	241
Miethäuser (Erdgeschoß) .....	70	338	55,8	269	50	241
Miethäuser (Obergeschoß) .....	70	338	50,6	245	50	241
Hotel-Schlafzimmer .....	84	405	57,3	276	60 i. M.	290
Versammlungsräume mit festen Sitzen .....	112	540	95,9	463	80	386
Schulklassenzimmer .....	112	540	69,9	338	80	386
Büros (Obergeschoß) .....	100	484	69,7	337	80	386
Krankenhauszimmer .....	84	405	61	295	80	386
Versammlungsräume, wo Menschengedränge zu erwarten ist .....	112— 150	540— 725	110,3	533	100	484
Korridore, Treppen und Po- deste in Schulen .....	112	540	92,5	447	100	484
Säle in Schulen .....	112	540	99,5	481	100	484
Korridore in Hotels .....	112	540	87,7	424	100	484
Korridore in Kranken- häusern .....	112	540	83,6	404	100	484
Kleinhandelsläden .....	112	540	119,4	577	120	580
Büros (Erdgeschoß) .....	100	484	114,0	551	120	580
Fabriken mit leichtem Betrieb .....	112	540	121,8	588	120	580
Werkstätten .....	150	725	137	662	140	676
Schulsäle, in denen Werk- stätten vorh. ....	150	725	137	662	140	676
Spielplätze auf Schulhaus- dächern .....	150	725	—	—	140	676
Ballsäle (und andere Räume, die Schwingungen ausge- setzt sind) .....	150	725	115,9 (250 max)	560 (1208 max)	140	676
Läden mit schweren Waren Fabriken mit mittlerem Be- trieb .....	—	—	162	786	160	773
Lagerhäuser .....	150	725	177	854	160	773
	224 min.	1130	184,2 i. M.	890	200 min.	966
			450 max	2170		

Vorschläge, die darauf hinauslaufen, die Nutzlasten nach der Art der verwendeten Konstruktion abzustufen, werden vom Berichterstatter (mit Recht) als ungerecht und unwissenschaftlich abgelehnt.

3. Deckenkonstruktionen. Die Londoner Bauverordnungen enthalten nur Bestimmungen hinsichtlich Betondecken zwischen eisernen Trägern und reinen Eisenbetondecken, während die amerikanischen Verordnungen alle möglichen Deckenarten berücksichtigen. Der Londoner Grafschaftsrat ist wohl ermächtigt, Ortsstatuten bezüglich der Abmessung von Deckenbalken zu erlassen, hat dies aber bisher nicht getan, wohl im Hinblick auf die Schwierigkeiten, die für kleine Besitzer hinsichtlich der Beschaffung von Balken geeigneter Abmessungen bestehen. Wenn es aber auch vielleicht unnötig erscheinen mag, für verhältnismäßig kleine Häuser Regeln aufzustellen, so ist es doch wünschenswert, daß für Häuser, in denen Eisen- oder Eisenbetonkonstruktionen verwendet werden, eine Kontrolle der Lasten und Beanspruchungen stattfindet.

Zum Schluß bringt der Berichterstatter einige sehr beachtenswerte Bemerkungen bezüglich der bei Hochbauten verwendeten Krane und Gerüste. Er fand, daß man in den Vereinigten Staaten von der Bauaufsichtsbehörde im allgemeinen erwartet, daß sie den bei Hochbauten verwendeten Kranen genügende Aufmerksamkeit zuwendet; man glaubt jedoch, daß ihnen eine Verantwortung für die unbedingte Sicherheit der Krane nicht auferlegt werden könne. Die Wirksamkeit

einer zentralisierten Kontrolle würde in der Hauptsache durch die wechselnde Natur der Arbeiten aufgehoben werden. In Amerika werden Baukrane für große Höhen verwendet, und das allein verpflichtet schon zur Anwendung größter Sorgfalt. Die Zahl der Unfälle ist auch nicht so groß, wie man erwarten dürfte. In London haben sich in den letzten Jahren mehrere Baukranunfälle ereignet, und es taucht hier die Frage auf, welche Schritte zur Verhütung zu tun sind. Die nachträgliche Prüfung einiger eingestürzter Krane hat ergeben, daß sich diese Unfälle bei vorhergehender strengerer Beaufsichtigung vielleicht hätten vermeiden lassen. Eine derartige Beaufsichtigung dürfte natürlich die Konstrukteure, Besitzer und Benutzer der Krane von ihrer gegenwärtigen Verantwortlichkeit nicht entbinden. **Cajar.**

**Bauverfahren für drei Warenhäuser aus Eisenbeton in Nordamerika.**

Die drei 1926 erbauten Warenhäuser (Abb. 1) in Detroit (Michigan), Toronto und Montreal mit zehn Geschossen und durchschnittlich je 34 000 m<sup>3</sup> Eisenbeton und einem Drittel des Raumes als Kühlhaus haben Gelegenheit gegeben, das zweckmäßigste Verfahren auszuwählen. In Detroit (Abb. 2) sind zwei Behälter von je 110 m<sup>3</sup> für die Kiesmischung mit einer hölzernen Auffahrtrampe von 6% Steigung

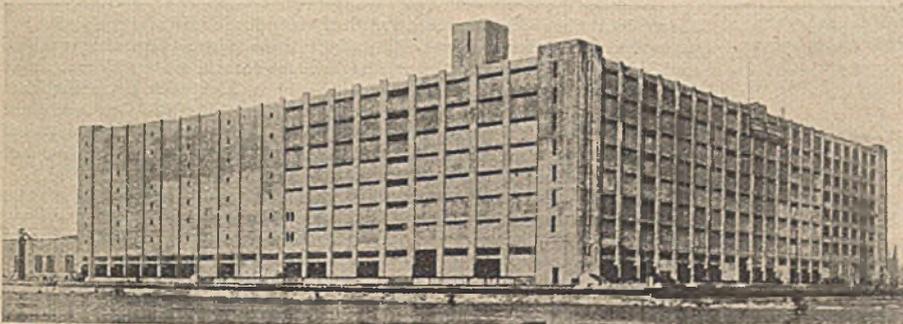


Abb. 1.

und zwei Betonmischer von je 3/4 m<sup>3</sup>, einer davon zur Sicherheit und für die Stunden höchsten Bedarfs, verwendet worden, weiter zwei Gießtürme von 67 m Höhe mit ausziehbaren Schüttrinnen und Aufzüge rund um den Bau für Schalungen und Bewehrungsseisen; die durchschnittliche Tagesleistung war rd. 240 m<sup>3</sup>, die größte 550 m<sup>3</sup>. In Toronto und Montreal ist der Beton von den Aufzügen weg verkarrt worden, und dieses Verfahren hat weniger Störungen gezeigt und sich als billiger erwiesen, wenn die Förderweite 90 m und der Stundenlohn 70 cents nicht überschritt. In Montreal mußte die Hälfte des Baues im Winter ausgeführt werden, was bis -12° C mit nur zwei Tagen Ver-

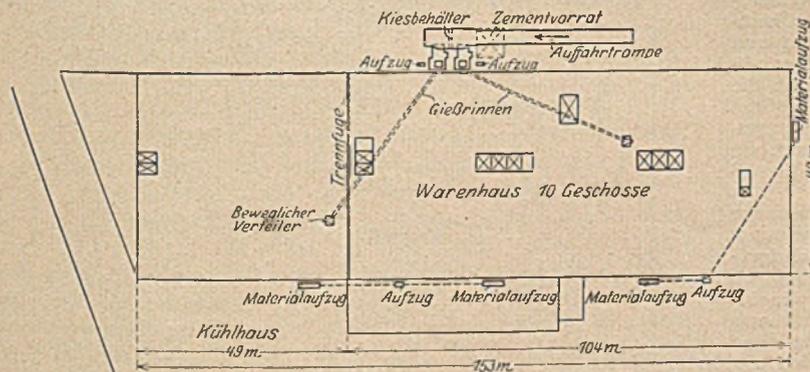


Abb. 2.

ögerung für ein Geschob bei einem Satz Schalungen ging, wenn dem Zement Chlorcalcium (0,9 kg auf 1 Sack) zugefügt, Wasser, Kies und Sand erwärmt, der Beton bis zum Abbinden mit Tüchern ringsum abgedeckt und dann drei Wochen lang auf wenigstens +10° C geheizt wurde; das Arbeiten unter -12° C war nicht wegen des Heizens unmöglich, sondern wegen des ungenügenden Fortschreitens bei der Schalungsarbeit. (Nach L. C. Hammond, Bezirksleiter der Bauunternehmung in Detroit, in Engineering News-Record vom 5. Mai 1927, S. 730—733 mit 5 Abb.) **N.**

**Die hydroelektrische Anlage von Crevola d'Ossola am Tocefluß.**

Zum Aufstauen des Toceflusses für das Kraftwerk von Crevola d'Ossola ist zum ersten Mal in Italien ein Dachwehr schweizerischer Bauart (Abb. 1) verwendet worden, weil ein solches nur ein niedriges

Grundwehr braucht und infolgedessen das Hochwasser nur wenig hebt und weil es durch seine Nachgiebigkeit auch das Darübergehen von Felsblöcken verträgt. Das Dachwehr hat zwei Felder von je 25 m Länge und eine selbsttätige Regelung durch Schwimmer und Hebel (Abb. 2), der zuerst durch Bewegung um den mittleren Drehpunkt die Klappe nach dem Oberwasser schließt und dann durch Bewegung um den Endpunkt über dieser Klappe das Auslaufventil öffnet und das

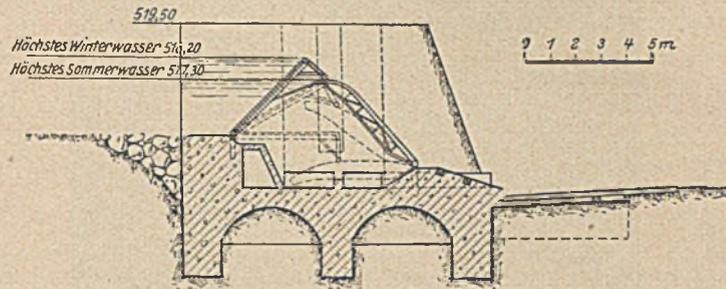


Abb. 1.

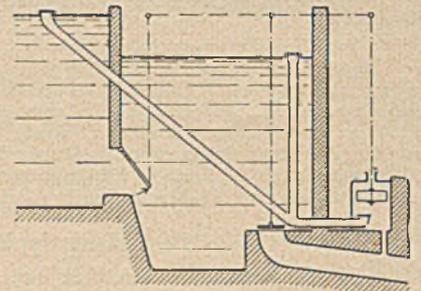


Abb. 2.

Wehr zum Niedergehen bringt, worauf nach dem Absinken des Oberwassers der Schwimmer niedergeht und die Klappe nach dem Oberwasser wieder öffnet; der Wasserstand wird dadurch innerhalb von 20 cm-Schwankungen gehalten. Eine Öffnung neben dem Wehr, mit einem Sektorverschluß von 4 m Weite und 4,2 m Höhe, dient zur Kiesabführung. Am Ende hat das Wehr einen kolksicheren Absturzbo den aus kammartig verbundenen kurzen Holzbalken. Die 10 Entnahmöffnungen, je 2 x 1,375 x 1,0 groß, werden durch versenkbare Schützen geschlossen, deren Nischen durch Deckbleche gegen Verriesen und durch Ablaufröhren gegen Versanden gesichert sind, und

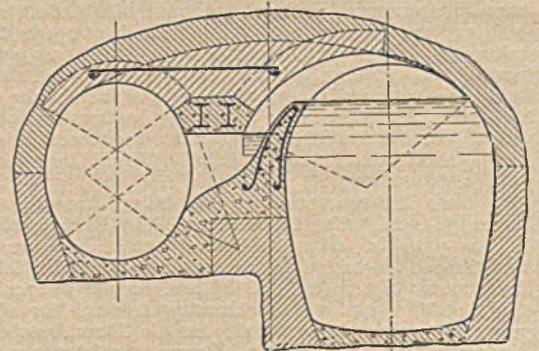


Abb. 3.

führen in ein Beruhigungsbecken von 60 m Länge und 15 m Breite, das die Durchflußgeschwindigkeit auf 0,4 m herabsetzt und dadurch den Sand zum Absitzen bringt. Der Leitungsstollen mit Spritzbetonauskleidung hat 8,8 km Länge, 3 m Wassertiefe und 18 m<sup>3</sup> Abführungsvermögen und am Anfang 10 Entlastungsüberläufe von je 2,5 m Länge aus Eisenbeton (Abb. 3). Das Überlaufwasser führt ein Stollen von 4 m<sup>2</sup> Querschnitt mit starkem Gefälle ab, an dessen Ende das Wasser zur Vernichtung der Geschwindigkeit durch vier stahlverkleidete Öffnungen von 1 m Durchmesser gegen die Decke einer oberen Kammer strömt, die für den Fall von Verstopfungen durch einen Umlauf mit dem Stollen verbunden ist; es mündet in den Untergraben des Kraftwerks. Der Leitungsstollen endet in einem Ausgleichbecken von 7 m Wassertiefe mit 47 500 m<sup>3</sup> Inhalt, dessen Dehnungsfugen in den Umfassungsmauern durch Ω-förmige Kupferstreifen über Kantenwinkeln und durch Mauerpfropfen mit talgetränkter Wergdichtung geschlossen sind. Ein Überlauf von 19,4 m Länge mit 18 m<sup>3</sup> Abführungsvermögen

mit abgerundeter Krone (Abb. 4) leitet das überschüssige Wasser nach dem Entlastungsstollen, in den auch der Grundablaß des Ausgleichbeckens mündet. Zwei genietete Druckröhren von 648 m Länge, 1,7 m Durchmesser, 8 bis 27 mm Wandstärke, mit druckluft-fernbetätigten Verschlüssen, 22 m<sup>3</sup> Abführungsvermögen und Dehnungs-

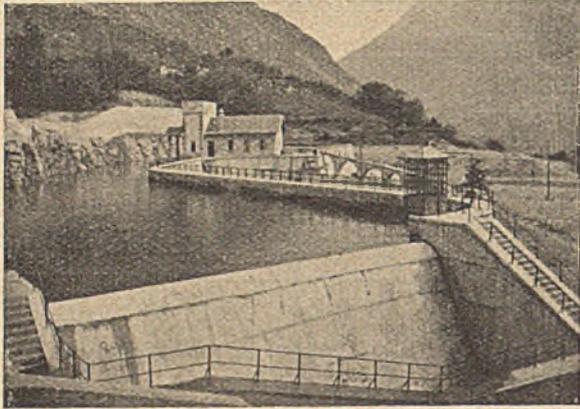


Abb. 4.

ausgleichung gehen in einem Stollen nach dem Kraftwerk, das mit zwei Maschinensätzen von je 22 500 PS bei 204 m Gefälle jährlich 33 000 kW in 3500 Stunden erzeugen kann. Auf 1 kW kommen 1500 Lire Baukosten, die etwas höher sind als für ein Dampfkraftwerk. (Nach Ing. G. Ganassini in L' Energia Elettrica vom Mai 1927, S. 491—524 mit 12 Lichtbild. und 18 Zeichn. und 7 Taf. mit Zeichn.) N.

### Die Mississippifrage.

Die ungewöhnliche Hochflut des Mississippi in diesem Jahre beschäftigt naturgemäß lebhaft die öffentliche Meinung und bringt Verbesserungsvorschläge aller Art hervor, doch ist zu erwarten, daß sie einheitliche Maßnahmen und vor allem die Bewilligung reichlicher Geldmittel zur Folge haben wird. Unter den Schlagworten sind Aufforstung und Talsperren mit Kraftgewinnung die häufigsten, aber die erstere, wenn sie überhaupt einen nennenswerten Einfluß hätte, undurchführbar, weil schon zuviel Land besiedelt und für ertragreiche Bewirtschaftung eingerichtet ist, die letztere, selbst wenn das Geld dafür aufzubringen wäre, in einem solchen Riesengebiet wie dasjenige des Mississippi unwirksam, weil die Hochwasserabflüsse der Talsperren sich im Unterlaufe doch wieder zu einer Hochflut vereinigen würden. Die Schaffung von Entlastungsflußarmen erfordert neues Land und neue Schutzdämme und wirkt nachteilig auf die Schifffahrt und die Wasserführung im Hauptarm. Die Erhöhung der Schutzdeiche belastet mit der am Übertreten gehinderten Wassermasse die unteren Flußstrecken und nötigt dort zu weiterer kostspieliger und gefahrvergrößernder Erhöhung der Schutzdeiche und steht dann nicht mehr im richtigen Verhältnis zur Größe der abgewendeten Schäden. Einen brauchbaren Weg zeigt der durch die Dammsprengungen vorgenommene wasserbauliche Versuch größten Maßstabes, nämlich die Schaffung geeigneter Überschwemmungsgebiete ohne dauernde Wohnstätten und einer Bewirtschaftung, die durch Überflutungen nicht leidet. (Nach Engineering News-Record vom 5. Mai 1927, S. 716—717.)

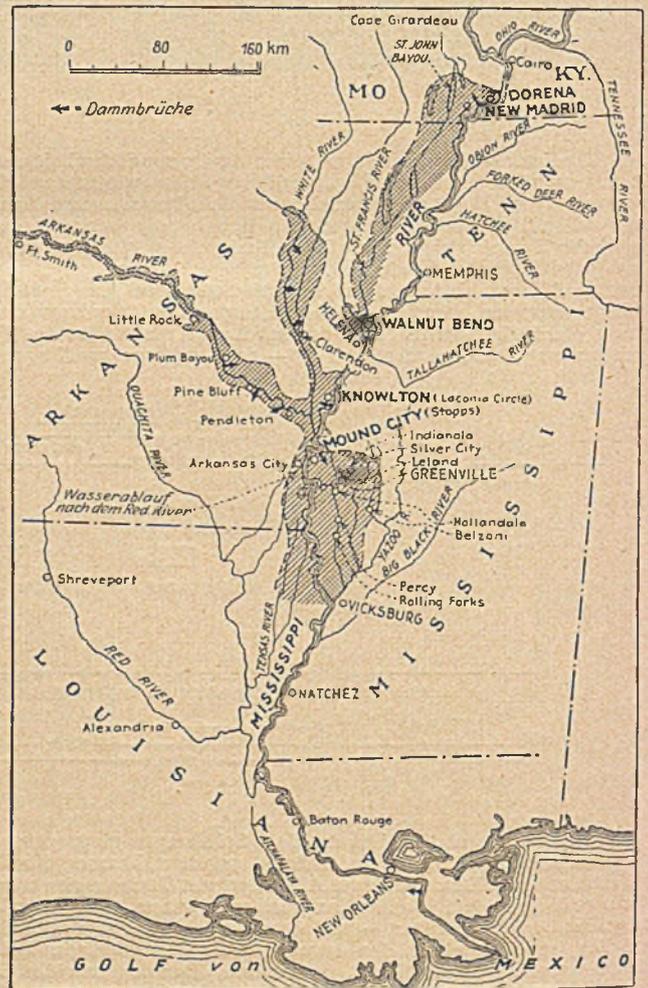
Der Chefingenieur des Mississippi-Ausschusses, Generalmajor Edgar Jadwin, hält (Engineering News-Record vom 16. Juni 1927, S. 980—982) in Übereinstimmung mit Kennern der Mississippi-Verhältnisse Deiche für den wesentlichsten Teil der Schutzanlagen gegen Hochfluten. Sie müssen allerdings, da die 1927er Hochflut die bis dahin größte um 1,2 m überstiegen hat, für einen Abfluß von 70000 m<sup>3</sup>/s eingerichtet und, da die Durchbrüche größtenteils an den örtlichen schwächeren Dämmen erfolgt sind, einheitlich der Bundesregierung unterstellt werden, die bei Bemessung der Beiträge der Anlieger auf deren Leistungsfähigkeit Rücksicht zu nehmen haben wird. Die Aufforstung wird Hochfluten nicht verhindern, weil der größte Teil des Abflusses von starkem Regen im Flachland und nicht im Gebirge stammt, wie die Hochflut des Jahres 1844 bestätigt, wo der ganze Nordwesten des Einzugsgebietes noch Urwald war. Talsperren von der gleichen Wirksamkeit wie die großen Seen für den St.-Lorenz-Strom würden schon an Land mehr brauchen, als vor Überschwemmungen geschützt werden kann, und ihren Zweck nur teilweise erfüllen, wenn sie gleichzeitig zur Krafterzeugung dienen sollen, weil Schutzsperrn immer leer, Kraftwerksperrn immer voll sein sollen. Immerhin wird die Aufforstung allen Landes, das sich für keine andere Bewirtschaftung eignet, wegen des Holztrags nützlich sein, ebenso die Anlage von Talsperren wegen der Verbesserung des Niedrigwasserabflusses und der örtlichen Abminderung der Hochfluten in den Zeiten geringer Füllung. Mehr Erfolg erwarten läßt die Ausnutzung von wenig wertvollen Überschwemmungsgebieten zur Zurückhaltung von Hochwasser und die Anlage von Überläufen mit Ableitung zur See. Alle diese Fragen werden vom Mississippi-

Ausschuß untersucht, der dazu 75 Ingenieure herangezogen hat und seine Untersuchungen, insbesondere auch der Kostenfrage, bis zum Dezember 1927 beenden zu können hofft. N.

### Die Hochflut des Mississippi im Jahre 1927.

Die Hochflut des Mississippi, die im April 1927 einsetzte und alle bisher erreichten Wasserstände überstieg, hat ihren Grund in starker Wasserführung des Ohio seit dem Herbst 1926, die durch ausgedehnte starke Regen im Gebiete des Arkansas- und White-River gefährlich verstärkt wurde, wozu starke Niederschläge im Mississippital selbst kamen, z. B. in New Orleans am 15. April 1927 über 400 mm in 24 Stunden, und die Hochwasserwelle des Red-River kommen wird, deren Scheitel bis Ende April noch nicht den Mississippi erreicht hatte. Der Mississippi ist durch Deiche eingefaßt, die von der Bundesregierung erbaut sind, an die sich die Deiche der örtlichen Verwaltungen an den Nebenflüssen anschließen. Die Bundesdeiche reichen 90 cm über den höchsten Wasserstand, die Anschlußdeiche sind aber nicht alle von gleicher Höhe und Stärke, und auch von den Hauptdeichen waren Ende 1925 erst 88,7% auf volle Höhe gebracht. Bis Ende April waren die Hauptdeiche an drei Stellen im Westen (bei Dorena, Walnutbend und Knowlton) und an einer Stelle (bei Mound-City) im Osten gebrochen (s. Abb.), ohne daß die Bruchstellen sich haben wieder schließen lassen. Die Durchbrüche senken den Wasserstand aber nur örtlich, da die überströmenden Wassermassen weiter unten wieder in den Mississippi gelangen. Unterhalb New Orleans ist Ende April 1927 aber auf behördliche Anordnung nach umfangreichen Verwaltungsvorbereitungen der Damm gesprengt worden (zum ersten Mal seit dem Bestehen der Deiche), um 7000 m<sup>3</sup>/s auf kurzem Wege in das Meer zu leiten und den Wasserstand dort um 90 cm, in New Orleans um 75 cm zu senken, wobei nur wenig besiedelte Bismarckjagdgebiete ohne wichtige Verkehrswege unter Wasser gesetzt wurden.

Die Hauptverkehrsstraßen haben durch die Hochflut schwere Schäden erlitten durch Zerstörung von Dämmen und Einsturz von Brücken. Die Eisenbahnen, von denen Hunderte Kilometer unter



Wasserstehen, haben auf den übrigen Linien den Verkehr aufrechterhalten können, zum Teil durch rasches Höherlegen der Gleise, und bis Ende April 1927 über 3000 gedeckte Wagen für Notwohnungen zur Verfügung gestellt. Die Stromversorgung der eingeschlossenen Ortschaften hat aufrechterhalten werden können, die Wasserversorgung und Abwasserreinigung hat aber an vielen Orten aufhören müssen. (Nach Engineering News-Record vom 28. April und 5. Mai 1927, S. 702—705 u. 742—745 mit 9 Abb. und 2 Zahlentafeln.) N.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Praktische Verdingungsfragen (5)<sup>1</sup>

(Grenzen des Wagnisses bei Erdarbeiten.)<sup>2</sup> Es liegt im Wesen der Verdingung, daß die ausschreibende Stelle immer wieder bemüht ist, dem Unternehmer für seine Preise das unbeschränkte Wagnis, auch für solche Fälle, die beide Teile nicht voraussehen können, vertragsmäßig aufzuerlegen. Von besonderer Bedeutung ist dies bei Erdarbeiten größeren Umfanges, wo tatsächlich ein erst nachträglich erkannter abweichender Befund in den preisbildenden Umständen sehr einschneidende Folgen haben kann. Es muß anerkannt werden, daß die ausschreibenden Stellen in der Regel nach Kräften bemüht sind eine klare Vertragslage zu schaffen und den Unternehmer vor Abgabe seines Angebotes bestmöglich zu unterrichten. Hierzu stehen im allgemeinen folgende Maßnahmen und Unterlagen zur Verfügung:

1. Örtlicher Befund im allgemeinen, einschließlich benachbarter ähnlich gelagerter Stellen, die bereits erschlossen sind.
2. Bohrungen und genaue Bohrverzeichnisse mit Proben.
3. Probeanschnitte (Gruben und Schlitzte).
4. Schürflöcher.
5. Genaue Beschreibung und Klassierung in geognostischer und physikalischer Hinsicht, besonders auch der Wasserhältnisse.
6. Geologische Karten und ähnliche Unterlagen.

Es werden meist weitgehende Sicherungen verlangt, um den Unternehmer zu seinem eigenen Besten zu zwingen, von diesen Vorkehrungen und Unterlagen Gebrauch zu machen, insbesondere pflegt man festzustellen, ob der Anbietende an etwa veranstalteten Führungen teilgenommen hat (Teilnehmerlisten), eine Bauabteilung überwachte es auch, ob der Unternehmer die bei ihr verwahrten Bohrproben eingesehen hatte, schließlich pflegt den Unternehmern die Frage vorgelegt zu werden, ob sie die gebotenen Aufschlüsse für ausreichend halten. Verneinendenfalles wird ihnen entweder freigestellt, weitere bauseitige Bohrungen oder Schürflöcher zu verlangen oder solche selbst vorzunehmen. Machen sie hiervon keinen Gebrauch, so gilt dies in der Regel als Anerkenntnis, daß sie die gebotenen Unterlagen für ausreichend halten und mit ihrem Preise das unbeschränkte Wagnis auch für jede etwa abweichende Bodenbeschaffenheit übernehmen.

Es muß daher zunächst geprüft werden, welche Wirkung und Bedeutung das Anbieten oder Anheimstellen weiterer Bohrungen oder Schürfungen praktisch haben kann. Sind die Aufschlüsse tatsächlich lückenhaft, so daß eine Mehrzahl von Unternehmern unabhängig von einander diese Unvollständigkeit störend empfindet, so werden sie jedenfalls Fühlung miteinander suchen und gemeinsam um Ergänzung vorstellig werden. Dann tritt einfach eine entsprechende Verlängerung der Angebotsfrist ein, ohne, daß sich im übrigen etwas ändert. Anders liegen die Dinge, wenn etwa nur ein einzelner Unternehmer die Unterlagen als unvollständig empfindet und ihm bekannt ist daß er mit dieser Auffassung allein steht. In den meisten Fällen wird er dies als taktische Hemmung empfinden und besorgt sein, sich mißliebiger zu machen, denn es ist für die Ausschreibende immer ein Entschluß, den Termin um eines einzelnen willen vielleicht um Wochen hinauszuschieben. Diese Möglichkeit wird also praktisch völlig ausscheiden.

Wird es dagegen den Unternehmern freigestellt, selbst noch Bohrungen oder Schürfungen vorzunehmen, so liegt die Sache hinsichtlich der Fristen zunächst ebenfalls so, daß schon ein einzelner mit selbst vorgenommenen Ergänzungsbohrungen einen empfindlichen Zeitverlust verursachen kann, wozu er sich im allgemeinen nicht entschließen wird. Nehmen mehrere

solche Ergänzungsbohrungen vor, so kann die Verzögerung unabsehbar werden, sobald sie sich gegenseitig behindern. Außerdem entsteht dadurch eine Leerlaufarbeit, die allem wirtschaftlichem Denken zuwiderläuft. Es wird also, wenn die Aufschlüsse wirklich derart lückenhaft sind, daß sie der Ergänzung bedürfen, praktisch immer darauf herauskommen, daß die Unternehmer die ausschreibende Stelle um Vornahme dieser Ergänzung angehen, damit das Ergebnis allen gleichmäßig zugute kommt.

Nimmt man nun an, daß alle diese Voraussetzungen erfüllt sind, daß also der Unternehmer entweder Ergänzungen verlangt, selbst vorgenommen oder darauf verzichtet haben, so tritt in jedem Falle schließlich der Zustand ein, daß der Unternehmer die ursprünglichen oder ergänzten Unterlagen entweder stillschweigend oder förmlich als ausreichend anerkannt hat. Meist wird das förmliche Anerkenntnis verlangt, verschärft durch die Drohung, daß Angebote mit etwaigen Vorbehalten keine Aussicht auf Berücksichtigung haben.

Da nun die Verdingung darauf abzielt, eine rechtlich und nach der Verkehrssitte auf Treu und Glauben durchführbare Vertragslage zu schaffen, so ist die Frage zu prüfen, welche Bedeutung der Verzicht auf einen Vorbehalt oder die ausdrückliche Anerkennung der Übernahme unbegrenzten Wagnisses haben kann, wenn tatsächlich Umstände eintreten, die der Unternehmer weder voraussehen noch abwenden konnte, die aber die Preisbildung wesentlich beeinflussen.

Es liegt die Auffassung nahe, den Vertrag als nichtig anzusehen, weil der Verzicht auf den Vorbehalt und der Anerkenntnis unbeschränkter Wagnisses als erzwungen gelten müssen<sup>3</sup>. Diese Auffassung ist aber schon deshalb irrig, weil ja der Wille der Vertragschließenden durchaus eindeutig auf Durchführung gerichtet ist. Ebenso ist es aber ein Irrtum, wenn der Bauherr annimmt, durch Verzicht und Anerkenntnis unter allen Umständen gegen Nachforderungen auf Grund unerwartet ungünstigen Bodenbefundes rechtswirksam gesichert zu sein. Die Frage lautet vielmehr jetzt so: Wie hätte der Unternehmer angeboten, wenn ihm diese veränderten Umstände vor Abgabe seines Angebotes bekannt gewesen wären? Kann der Bauherr daraus, daß der Unternehmer ohne sein Verschulden die preisbildenden Voraussetzungen unzulänglich gekannt und deshalb zu billig angeboten hat, einen Vorteil ziehen wollen (Bereicherung). Diese Frage kann man subjektiv nur bejahen, wenn man Arglist unterstellt, die wir selbstverständlich ausscheiden, objektiv entscheidet sie sich danach, ob die Erfüllung des Vertrages in Anbetracht der veränderten Umstände für den verpflichteten Teil noch zumutbar ist oder nicht. Die Frage des Vorbehaltes oder Anerkenntnisses wird, wenn die Grundlage verneint, also eine neue Vertragsgrundlage gefunden werden muß, überhaupt nicht mehr fühlbar.

Allerdings muß die Änderung dem Grade nach nicht zumutbar und dem Grunde nach beweisbar sein und zwar trägt die Beweislast selbstverständlich der, der die Änderung anstrebt, d. h. der Unternehmer. Hierzu wird im allgemeinen folgendes erforderlich sein:

1. Der Nachweis der vorgefundenen Verhältnisse, die bei Abgabe des Angebotes zugänglich und prüfbar waren.
2. Der Nachweis der daraus für die Preisbildung gezogenen Folgerungen (Kalkulation, Preiskonstruktion usw.).
3. Der Nachweis der Richtigkeit und Angemessenheit dieser Folgerungen, d. h. der Nachweis, daß die Arbeit zu den angesetzten Preisen bei unveränderten Voraussetzungen tatsächlich durchführbar gewesen wäre.
4. Der Nachweis des veränderten Sachverhaltes dem Grunde nach.

<sup>1</sup> Vergl. hierzu „Praktische Verdingungsfragen“ (1—4) in Jahrg. 1926, Heft 28, 33, 34 und 43 dieser Zeitschrift.

<sup>2</sup> Vergl. hierzu die ausführliche Schrift von Dipl.-Ing. H. Schäfer: „Die rechtliche Bedeutung der Bodenverhältnisse“; herausgegeben vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband.

<sup>3</sup> Vergl. hierzu Dr. Silvio Bodländer „Haftung für Bodenbeschaffenheit usw.“ in Nr. 11 und 12 der Deutschen Tiefbauzeitung, 1927.

5. Der Nachweis des wesentlich veränderten Sachverhaltes (dem Grade nach), d. h. der Nachweis, daß der veränderte Sachverhalt wesentlich höhere Aufwendungen erfordert, wenn der Vertrag wieder erfüllbar werden soll.

6. Der zahlenmäßige Nachweis des für die veränderte Sachlage angemessenen und notwendigen Aufwandes.

Es handelt sich also unter allen Umständen um eine recht erhebliche und vielseitige Beweislast, die sorgfältigster Vorbereitung bedarf. Als wichtigster Teil gilt die vorsorgliche Beweissicherung, die darin besteht, daß man den vorausgesetzten und vorgefundenen Zustand vor Beginn des Baues und etwaige Abweichungen während des Baues durch Sachverständigenbefund festlegt. Ferner empfiehlt es sich für den Unternehmer, seine Preisermittlung, selbst wenn sie zunächst nur für den Hausgebrauch bestimmt ist, in übersichtliche und objektiv prüfbare Form zu bringen, damit er sie im Bedarfsfalle jeder Zeit vorlegen kann. Vielfach verlangt der Bauherr auch selbst schon vor der Auftragserteilung Einsicht, um sich von der Angemessenheit der Preise zu überzeugen. Es liegt in solchen Fällen im Interesse des Unternehmers, hierauf einzugehen. Die vertrauliche Behandlung ist ihm durch die Schweigepflicht des (beamteten) Bauherrn gesichert, außerdem wird die Preisvermittlung dadurch schon jetzt stillschweigend selbst Vertragsbestandteil und schließlich kann auch der Bauherr dann selbst viel rascher beurteilen, von welchem Zeitpunkte an der Vertrag nicht mehr durchführbar ist. Bei einem nicht arglistig handelnden Bauherrn ist dies schon ein wesentlicher Vorteil für die Beweisführung.

Das Wesentlichste bleibt dann immer noch der Nachweis, daß die Preisansätze tatsächlich angemessen, also nicht von vornherein zu niedrig waren, denn den Unterschied zwischen einem angemessenen und einem zu niedrigen Ansatz muß der Unternehmer gegen sich gelten lassen. Das Verfahren kann also nicht dazu dienen, gleichzeitig schuldhaft oder fahrlässig zu niedrig gegriffene Ansätze nachträglich zu berichtigen, selbst wenn im übrigen die Voraussetzungen für eine Erhöhung gegeben sind. Letztere wird immer nur im Umfang des Unterschiedes der für beide Fälle angemessenen Preisansätze zuerkannt werden.

Der Unternehmer trägt immer noch genug Wagnis und Verantwortung, wenn er sich auf ein solches Verfahren einläßt und man sieht, wie angesichts dieser größeren Fragen die formalen Anerkenntnisse und Vorbehalte an Bedeutung einbüßen. Immerhin haben sie unter allen Umständen den Wert einer taktischen Hemmung, weil der Unternehmer jedenfalls wirksamer vor leichtfertigen Nachforderungen bewahrt wird als dies ohne solche Anerkenntnisse vielleicht der Fall sein würde. In diesem Sinne wird man ihre Beibehaltung vom Standpunkte beider Parteien gutheißen können.

Vorstehende Ausführungen beziehen sich auf die Erdarbeiten, aber nicht ausschließlich, sondern im wesentlichen als Beispiel; die Gedankengänge lassen sich sinngemäß auf jede andere wesentliche Änderung der preisbildenden Umstände übertragen. Welcher Art diese im einzelnen sein können, wird vielleicht in einem späteren Aufsätze zu zeigen sein.

Schließlich darf die Gelegenheit noch benutzt werden, um vor einer leider häufig vorkommenden Verwechslung zu warnen. Nachforderungen, selbst wenn sie an sich berechtigt sind, begegnen vielfach dem Einwand, es seien keine Mittel dafür vorhanden und sie müßten aus diesem Grunde abgelehnt werden. Das ist selbstverständlich ein Trugschluß, denn es kommt nicht auf die Zahlungswilligkeit sondern auf die Zahlungsfähigkeit an. Diese ist aber bei geordneten wirtschaftlichen Verhältnissen bei einer Behörde immer vorhanden, also auch dann, wenn zufällig an der betreffenden Verrechnungsstelle nichts mehr vorgesehen ist. Dieser Einwand kommt also gleichfalls über den Wert einer taktischen Hemmung nicht hinaus und kann allenfalls für den Unternehmer Bedeutung erlangen, wenn er einem sonst wohlgesinnten Bauherrn dadurch Unbequemlichkeiten bereitet, die außer Verhältnis zum Zweck stehen.

Dies dürfte nicht unerwähnt bleiben, weil man tatsächlich noch immer häufig der Auffassung begegnet, daß das Vorhandensein oder Fehlen von Mitteln die Rechtslage irgendwie beeinflussen könne.

Dr.-Ing. Hasse.

Verlauf und Ergebnisse der Internationalen Wirtschaftskonferenz des Völkerbundes. Die Weltwirtschaftskonferenz, die vom 4. bis 23. Mai in Genf tagte, hat die Aufmerksamkeit der ganzen Welt auf sich gezogen. Der Konferenz war die Aufgabe gestellt, klar und genau die Natur der Schwierigkeiten und Übelstände darzulegen, unter denen zur Zeit die Welt in wirtschaftlicher Hinsicht leidet; sie hatte gleichzeitig anzugeben, auf welche Weise es möglich wäre, durch internationale Zusammenarbeit, bei voller Berücksichtigung der Erfordernisse des nationalen Lebens, diesen Schwierigkeiten abzuweichen und realisierbare Vorschläge für eine geordnete nationale und internationale Wirtschaftsführung zu machen.

Nach Ansicht derer, die sich in allen Ländern für die Arbeiten der Konferenz interessiert haben, hat sie in dieser Richtung Ergebnisse von höchster Bedeutung erzielt.

Unter Berücksichtigung des Einflusses der Weltwirtschaftskonferenz auf die wirtschaftspolitischen Maßnahmen der beteiligten Staaten ist es wertvoll, daß als Heft 35 der „Veröffentlichungen des Reichsverbandes der Deutschen Industrie“ demnächst eine Zusammenstellung über den Verlauf und die Ergebnisse der Internationalen Wirtschaftskonferenz erscheint. (Carl Heymanns Verlag.) Diese Veröffentlichung, die C. Lammers mit einem Vorwort versehen hat, beruht auf protokollarischen Aufzeichnungen des Generalsekretärs des Völkerbundes und ist entsprechend der Gliederung der Konferenz aufgebaut.

Ausführliche Registerverzeichnisse über die Redner, den Inhalt der Konferenzarbeiten und -beschlüsse sollen die praktische Benutzung dieser Veröffentlichung erleichtern.

### Rechtsprechung.

Ein Schiedsspruch kann auch dann für vollstreckbar erklärt werden, wenn über die Klage auf Aufhebung des Schiedsspruchs noch nicht rechtskräftig entschieden ist. (Entscheidung des O.L.G. Hamburg, 6. Zivilsen. vom 12. April 1927. Bs. Z. VI 132/27.) Das Landgericht hat den Antrag auf Vollstreckbarerklärung eines Schiedsspruchs abgelehnt, weil das Urteil erster Instanz, welches die Klage auf Aufhebung des Schiedsspruchs vorläufig vollstreckbar abweist, nicht rechtskräftig ist. Die Beschlußfassung über die Vollstreckbarerklärung ist auszusetzen, bis die Aufhebungsklage erledigt ist. (§ 1043, Abs. 3, Z.P.O.) Dies ist hier nicht der Fall, weil Erledigung rechtskräftige Erledigung bedeutet.

Nach Ansicht des Oberlandesgerichts steht jedoch diese Aufassung einer verständigen Abwicklung des schiedsgerichtlichen Verfahrens, wie sie der Verkehr erfordert, und auch die Absicht des Gesetzes im Sinne einer besonderen Beschleunigung ist, entgegen. In dem Wort „erledigen“ liegt, wie der Vergleich mit andern ähnlichen Bestimmungen der Z.P.O. ergibt, nicht unbedingt ein „völliges Beenden“. Vielmehr wird hierunter auch ein vorläufiger Abschluß verstanden werden können. Insbesondere läuft die Vollstreckbarerklärung des Schiedsspruchs im Sinne von § 1043 Z.P.O. auf eine vorläufige hinaus. Wird das abweisende Urteil im Aufhebungsprozeß in der höheren Instanz aufgehoben, so wäre der Gläubiger, entsprechend wie in § 717 Z.P.O., zur Rückgewähr des an ihn Geleisteten verpflichtet, und zwar nach den Vorschriften über die Herausgabe einer ungerechtfertigten Bereicherung. Dieselbe Verpflichtung würde den Gläubiger auch dann treffen, wenn die Klage auf Aufhebung des Schiedsspruchs erst nach Vollstreckbarerklärung des Schiedsspruchs, ja sogar nach Vollstreckung, erhoben wäre. Insofern vollstreckt der Gläubiger stets auf eigenes Risiko.

Wer duldet, daß sein Angestellter in seinem Namen handelt, muß hierfür ebenso einstehen, als wenn er dem Angestellten Vollmacht erteilt hätte. (Zwei Entscheidungen des Reichsgerichts.) 1. B. hatte sich im Einverständnis mit dem Geschäftsinhaber Z. des J-Konzerns als Direktor des J-Konzerns Abt. Groß-Berlin bezeichnet. An dem Geschäftsraum waren Schilder angebracht mit der Aufschrift: „J-Konzern, Abt. Groß-Berlin“. In dem Geschäftsraum selbst befand sich ein Schild folgenden Inhalts: „Alleinzeichnungsberechtigt ist für die Abteilung Groß-Berlin nur Herr Direktor B., der, wie untenstehend, zeichnet: „J-Konzern, Abt. Groß-Berlin. B.“ Wenn auch dem Z. dieses äußerlich wahrnehmbare, bei ordnungsmäßiger Kontrolle nicht zu überschende Verhalten des B. entgangen sein sollte, so haftet er trotzdem für die Handlungen des B. Denn er hat ein Verhalten des B. geduldet, durch das bei Dritten die Meinung hat erweckt werden müssen, B. sei zum Abschluß von Geschäften für den J-Konzern Abt. Groß-Berlin bevollmächtigt. Der Einwand des Z., aus dem Schild im Geschäftsraum hätte nur entnommen werden können, daß Quittungen über Zahlungen nur dann gelten sollten, wenn sie von B. unterschrieben seien, ist nicht durchschlagend. Denn die mit dem J-Konzern in geschäftliche Beziehungen tretenden Personen konnten die Mitteilung auf dem Schild im Geschäftsraum nach Treu und Glauben nicht als auf Quittungsunterschriften beschränkt auffassen, mußten vielmehr in der Meinung bestärkt werden, daß Direktor B. unbeschränkt zeichnungsberechtigt und mithin bevollmächtigter Vertreter des

J-Konzerns, Abt. Groß-Berlin ist. Der J-Konzern haftet daher für das von B. in seinem Namen aufgenommene Darlehn ebenso, als wenn Z. als Geschäftsinhaber des J-Konzerns B. hierzu bevollmächtigt hätte. (Entscheidung des Reichsgerichts IV. Zivilsenat vom 4. Juli 1927 IV 61/27.)

2. Der Angestellte F. der Firma N. hatte mehrere Jahre in einer Reihe von Fällen Kundenwechsel für diese getilgt, von denen ein Teil an die Firma N. zurückgelangt war. Die Firma N. hat das Verfahren des F. ohne Widerspruch geduldet. Sie kann daher die Haftung aus einem Wechselakzept des F. in ihrem Namen nicht mit der Begründung ablehnen, sie hätte von dem Verfahren des F., der nicht bevoll-

mächtigt gewesen sei, keine Kenntnis gehabt. Vielmehr müssen sich Dritte darauf verlassen können, daß einer sorgsam geleiteten etwaige unbefugte Wechselerklärungen ihrer Angestellten während eines längeren Zeitraums nicht entgehen können. Dritte, die mit Vertretern von geschäftlichen Unternehmungen Geschäfte abschließen, sind ohne weiteres zu besonderen Ermittlungen über Bestehen und Umfang der Vertretungsmacht der als Vertreter auftretenden Personen nicht verpflichtet. Vielmehr ist der äußere Anschein entscheidend, den das Verhalten des Vertreters mit Duldung des Vertretenen Dritten gegenüber erweckt. (Entscheidung des Reichsgerichts — II. Zivilsenat — vom 27. Mai 1927 — II 521/26.)

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 18. August 1927.

- Kl. 20 i, Gr. 31. B 120 386. Eugen Breitmayer, Groß-Sachsenheim, Oberamt Vaihingen a. d. Enz. Magnetelektrische, durch Radtaster betätigte Vorrichtung zur Stromerzeugung für Eisenbahnsicherungseinrichtungen. 16. VI. 25.
- Kl. 35 a, Gr. 4. W 70 266. Willy Wiemann, Bremen, Weberstr. 17. Bauaufzug. 24. VIII. 25.
- Kl. 37 a, Gr. 5. V 19 826. Anton Vogt, München, Blütenburgstr. 100. Verfahren zum schalungslosen Herstellen von eisenbewehrten Stampfmauern. 2. I. 25.
- Kl. 37 a, Gr. 7. Sch 78 141. Christian Schmaus, Haiger, Dillkreis. Vorrichtung zum Schutz von Räumen gegen Hochwasser. 17. II. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 5. A 48 107. Svend Oscar Andersen, Hornum, Dänem.; Vertr.: Dr. Alfred Zehden, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Unterlageklotz für Wellblechdächer. 21. VI. 26. Dänemark 29. X. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 5. Sch 80 870. Carl Schwarz, Stuttgart-Botnang, Talstr. 9. Vorrichtung zum Besteigen von Blechschornsteinen. 19. XI. 26.
- Kl. 42 b, Gr. 4. W 75 397. Werdauer Meßwerkzeugfabrik G. m. b. H., Werdau i. Sa. Stahlbandmaß. 17. III. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 7. H 107 684. Philipp Holzmann Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Mischen und Fördern von Beton, Mörtel o. dgl. durch Preßluft. 19. VIII. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 18. H 97 866. Dr. Emil Hornstein, Mödling b. Wien; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von porösen feuerfesten Leichtsteinen. 14. VII. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 45. H 108 790. Wilhelm Hinselmann, Essen-Bredene, Tirpitzstr. 59. Feste Rutsche zum Fördern von Mineralien und dergleichen. 11. XI. 26.
- Kl. 84 c, Gr. 2. N 25 446. Dr.-Ing. Walter Nakonz, Berlin W 15, Hohenzollerndamm 207. Verfahren zur Verdrängung des Grundwassers bei Herstellung von Ortpfählen aus Beton oder Eisenbeton; Zus. z. Anm. N 25 187. 22. I. 26.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 18. August 1927.

- Kl. 20 h, Gr. 6. 449 178. Gustave Schoeller, Heinitz a. d. Saar. Entgleisungsvorrichtung für Schienenfahrzeuge in Verbindung mit einer verlegbaren Bühne zum Umsetzen der Fahrzeuge. Sch 78 122. 2. III. 26. Sch 78 122. Frankreich 18. I. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 449 055. Josef Walter, Mödling, Österreich; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Kassel-Wilhelmshöhe, u. Dipl.-Ing. H. Hillecke, Berlin SW 61. Büchse zur Ausfütterung der Bohrungen von Scharniergelenken, insbes. bei Eisenbahnweichen. 23. VII. 26. W 73 186. Österreich 11. I. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 8. 449 135. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Zungenvorrichtung für Drehstuhlweichen. 22. XI. 25. K 96 785.
- Kl. 20 i, Gr. 12. 449 056. Theodor Rieth, Berlin-Waidmannslust, Waidmannstr. 40. Schmiervorrichtung für die Laufrollen von Drahtzügen. 1. II. 27. R 70 090.
- Kl. 20 i, Gr. 15. 449 057. Anton Maria Heß, München, Berg am Laimstr. 4/2. Vorrichtung zum selbsttätigen Leiten von Fahrzeugen durch ein Gleisnetz. 8. IX. 25. H 103 422.
- Kl. 68 b, Gr. 17. 449 167. Rudolf Ludwig, Düsseldorf, Herzogstr. 29. Vorrichtung zum gleichzeitigen Öffnen und Schließen einer Reihe von Lüftungsfenstern, insbes. für Gewächshäuser. 21. XI. 25. L 64 512.
- Kl. 68 e, Gr. 3. 449 040. Wilhelm Mühle, Berlin-Friedenau, Ringstraße 30. Einbruchssichere Wand oder Tür für Geldschränke u. dgl. 25. III. 26. M 93 836.
- Kl. 68 e, Gr. 3. 449 041. Wilhelm Mühle, Berlin SW 68, Lindenstr. 8. Einbruchssichere Tür oder Wand. 27. VI. 26. M 95 138.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 449 086. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren zum Verteilen von Schüttgut auf der Oberfläche von Abraumbalden. 4. II. 26. L 65 024.
- Kl. 82 a, Gr. 1. 449 172. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren zum Trocknen von Wiesenkalk, Tonschlamm und anderem wasserhaltigem Schlamm. 28. II. 24. P 47 611.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Deutscher Jugend-Kalender, Metall und Maschine 1927  
Herausgegeben vom Reichsbund Deutscher Technik. Preis geh.  
RM. 1,00.

Bestimmt für Baufachschüler, Lehrlinge, jüngere Techniker, dient der Kalender der Erziehung und Unterrichtung des Nachwuchses und wird hier durch seinen, dem Zwecke bestens entsprechenden Inhalt und seine Form willkommene Aufnahme finden.  
M. Foerster.

Die technische Mechanik des Maschinenbauingenieurs. 5. Bd.  
Die Statik der Fachwerke. Von P. Stephan. Verlag von  
Julius Springer, Berlin 1926. Preis RM. 8,40.

Der Verfasser behandelt in dem vorliegenden 5. Band des von ihm verfaßten Werkes über Technische Mechanik die Methoden zur Ermittlung der Stabkräfte und Verschiebungen der Knotenpunkte von Fachwerken, die bei dem Entwurf von Kranbauten eine Rolle spielen. Er beschränkt sich hierbei auf die bekannte analytische Ermittlung der Stabkräfte nach Ritter und die graphische Untersuchung des Fachwerks mit Kräfteplänen nach Cremona. Hieran schließt sich eine Darlegung der wesentlichen Gesichtspunkte für das Aufzeichnen von Einflußlinien und Verschiebungsplänen. Die Untersuchung von räumlichen Fachwerken gilt im wesentlichen Flechtwerken, d. h. Tragwerken, die sich aus einzelnen Wänden zusammensetzen. Zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme werden Arbeitsgleichung und Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit angegeben. Ihre Anwendung wird an einfachen Beispielen gezeigt, die sich nicht allein auf Fachwerke, sondern auch auf die einfachsten Fälle von Rahmen beziehen. In dieser Zusammenstellung hat der Verfasser ein nützliches Buch geschaffen, das in seiner Zweckbestimmung dem in der Regel mit Buch geschaffenen, wenig befaßten Maschinenbauingenieur gute Dienste leisten wird. Es ist einfach und klar geschrieben, verzichtet auf die

allgemeinen und verwickelten theoretischen Zusammenhänge und bietet ausführliche Rechenbeispiele, die in vieler Beziehung als Muster verwendet werden können. Darum sei das Buch nicht allein den in der Praxis stehenden Maschinenbauingenieuren, sondern auch als Lehrmittel an Maschinenbauschulen bestens empfohlen.  
Beyer.

Ludwig Lemmer, „Remscheid, ein Beitrag zum Gestaltungsproblem einer Industriestadt“. Düsseldorf 1926, Lindner-Verlag, Lindner u. Braun.

Der Versuch, aus der Vielheit gegenwärtiger sozialer und wirtschaftlicher Einzelercheinungen, welche auf die körperliche Existenz der Stadt wirksam sind, einen Weg organischer Gestaltung an einem von Natur aus selten vorliegenden Beispiel vorzuzeichnen, der nach den eigenen Worten des Verfassers in dem vorliegenden Werk unternommen ist, kann als gut gelungen bezeichnet werden. Besonders reizvoll war die Aufgabe deswegen, weil die Oberflächengestaltung der bergischen Industriestadt mit der beherrschenden Lage des Stadtmittelpunktes auf der höchsten Erhebung und den zahlreichen Köpfen und Tälern ringum die Ausgestaltung der Verkehrswege und der Bebauung sehr erschwerte, aber gleichzeitig starke künstlerische Lösungen ermöglichte. Die in dem Buche in vorzüglicher bildnerischer Ausführung gegebenen Lösungen und Planungen, sei es, daß sie bereits zur Ausführung gekommen sind, sei es, daß sie noch der Verwirklichung harren, können als vorbildlich angesprochen werden. Über die Teillösungen hinaus liegt jedoch der Wert des Buches darin, daß hier erstmalig für eine Mittelstadt (Remscheid zählt jetzt 80 000 Einwohner) alle die Grundsätze moderner Städtebaukunst und Verkehrsregelung, die bislang nur für die Großstadtentwicklung in der Literatur behandelt sind, zur meisterhaften Anwendung gekommen sind.

Das Werk zeigt, wie unter zielsicherer technischer Leitung ein Gemeinwesen auch unter den heutigen wirtschaftlich schwierigen Verhältnissen so umgestaltet und ausgestaltet werden kann, daß alle die Forderungen sozialer, verkehrstechnischer, hygienischer und schönheitlicher Art, die an einen Stadtorganismus gestellt werden, erfüllt sind, und kann deshalb namentlich den jungen Kollegen, welche sich die Stadtbaukunst zum Studium erwählt haben, bestens empfohlen werden.  
Prof. Geißler, Dresden.

Methoden der angewandten Geophysik. Von Rich. Ambronn. Wissenschaftliche Forschungsberichte, Naturwissenschaftliche Reihe, herausgegeben von R. E. Liesegang, Bd. XV. Dresden und Leipzig, Verlag von Theodor Steinkopff, 1926.

Es könnte vielleicht auf den ersten Blick scheinen, als ob dieses Werk nicht ganz in den Kreis der hier zu vertretenden Belange gehöre. Aber neueste Entwicklungen in den Gebieten des Wasserbaus und des Tiefbaus, und namentlich auf dem der Wasserversorgung, drängen doch schon jetzt, und werden es noch immer eindringlicher tun, auf eine systematische Verwendung der geophysikalischen Aufschlußmethoden. Damit wird eine immer engere Berührung zwischen Ingenieur und Physiker bzw. Geophysiker in der Praxis geschaffen, und der erstere kann sich der Kenntnis der in Rede stehenden Methoden schon im Hinblick auf die Möglichkeit selbständiger Urteilsbildung oder auch in dem der eventuellen eigenen Anwendung nicht mehr entziehen. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß in der verdienstvollen Steinkopffschen Sammlung die neuen Gedanken und Verfahren von berufenster Seite eine umfassende exakte Darstellung gefunden haben.

Es werden zunächst die Einwirkungen des Untergrundes auf das Schwerfeld an der Erdoberfläche erörtert. Dann bespricht Verfasser die magnetischen Aufschlußmethoden und die Verwertung radioaktiver und luftelektrischer Messungen. Ganz unmittelbare Bedeutung für viele Belange des Tiefbaues und des Wasserbaues gewinnen die Darlegungen über elektrische Erdforschungsmethoden, neben die ich wohl gleich das Schlußkapitel über die Temperaturverteilung im Erdinneren als von hoher Bedeutung für so manche praktische Aufgabe stellen darf. Aber auch das noch vorhergehende Kapitel über die Untersuchung des Aufbaus des Untergrundes mittels seismischer Wellen ist von leicht ersichtlicher Wichtigkeit für die Praxis.

Es ist dem Verfasser gelungen, den sehr umfassenden Stoff ebenso exakt wie zugänglich darzustellen, so daß der Leser, der nicht ganz ohne physikalische Kenntnisse ist, vollen Nutzen aus dem Buche ziehen wird.  
Gravelius.

Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues. Von Dr. sc. techn. Hanns Schmid, Ingenieur E. T. H., Chur. Verlag Julius Springer, Berlin 1926. 148 S. mit 36 Abb. Preis geb. RM 8,40.

Das Bestreben des schöpferisch tätigen Ingenieurs, in seinen Bauwerken ein genügendes Maß von Sicherheit mit weitgehender Wirtschaftlichkeit zu verbinden, setzt voraus, daß er mit den Eigenschaften der irgendwie in Frage stehenden Materialien genügend vertraut ist und in das Kräftespiel der zu erstellenden Bauten einen sicheren und klaren Einblick hat.

Dieser Erkenntnis gegenüber nehmen die Probleme des Tunnelbaues und damit zusammenhängender Gebiete, namentlich was die Frage der äußeren Kraftwirkungen auf stützende Einbauten anbelangt, eine eigene und bisher nur lückenhaft ergründete Stellung ein. Es fehlt dem Tunnelbau bis heute an einer sichern Grundlage, die es ermöglichen würde, für notwendig erachtete Auswölbungen nach ihrer Zweckmäßigkeit in konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht

auch nur grundsätzlich in befriedigender Weise zu beurteilen. Daran ist nicht zuletzt der Umstand schuld, daß die beobachtbaren Erscheinungen des Gebirgsdruckes zu vielgestaltig sind, als daß aus ihnen ohne weiteres eine klare Gesetzmäßigkeit erkennbar wäre.

In der vorliegenden Abhandlung wurde deshalb der umgekehrte Weg beschritten und versucht, die letzten Ursachen dieser Erscheinungen, welche in den wechselnden Gleichgewichtsverhältnissen zu suchen sind, mit Hilfe der Elastizitätslehre zu formulieren und deren Folgeerscheinungen mit den bei bisherigen Tunnelbauten gemachten Erfahrungen zu vergleichen. Ihr eigentlicher Zweck liegt daher in der Bereitstellung einer mathematisch begründeten einheitlichen Grundlage, von der aus die gefühlsmäßige Beurteilung eines Bauwerkes, soweit diese notwendig bleibt, an Sicherheit gewinnt, und die andererseits eine rechnerische Verfolgung gewisser Probleme möglich macht.

Auf Grund seiner eingehenden Untersuchungen über die Gleichgewichtsverhältnisse im massiven und kreisförmig durchörterten Gebirge ist es dem Verfasser gelungen, die Spannungsverhältnisse in der Umgebung künstlich geschaffener unterirdischer Hohlräume u. a. unter Verwendung der Airyschen Spannungsfunktion in eine mathematische Fassung zu bringen.  
Söllner.

Höhere Mathematik — und doch verständlich! Von S. P. Thompson. Eine leicht faßliche Einführung in die Differential- und Integralrechnung für Chemiker, Biologen und Volkswirtschaftler. Aus dem Englischen übertragen von Klaus Clarius. Mit 60 Abb. Akademische Verlagsgesellschaft m. b. H., Leipzig 1926. Preis kart. RM. 6,80.

Die Männer, welche Lehrbücher für fortgeschrittene Mathematiker schreiben, geben sich selten Mühe uns zu zeigen, daß tatsächlich viele Rechenverfahren im Grunde recht einfach und leicht verständlich sind.

Für diejenigen, die die Mathematik nur als Hilfswissenschaft studieren, ist aber eine einfache und leicht verständliche Darstellung von großer Wichtigkeit, damit sie möglichst schnell sich die nötigen Kenntnisse aneignen können.

Diesem Gesichtspunkt trägt das vorliegende Buch, das die Methoden der Differential- und Integralrechnung möglichst einfach und anschaulich darstellt, so daß auch der Durchschnittsmensch sie beherrschen lernt, in vollem Maße Rechnung. Immer wird daher in dem Buche betont, daß das für die meisten Anwendungen Erforderliche sich unmittelbar an die Regeln des elementaren Rechnens anschließt, und daß nur eine gewisse Erweiterung schon geläufiger Begriffe, nicht aber das Eindringen in eine völlig neue abstrakte Ideenwelt erforderlich ist.

Schrittweise und streng systematisch, unter vielfacher Verwendung von Zeichnungen zur anschaulichen Erklärung der Grundbegriffe, wird zunächst die Differentialrechnung in gründlicher und eingehender Weise behandelt. Besonders hervorgehoben sei, um eines herauszugreifen, das ausführliche Kapitel über die Zinseszinsen und der Zusatz vom organischen Wachsen, das für Wirtschaftler und Ingenieure recht wertvoll ist.

Etwas kürzer als die Differentialrechnung, aber doch erschöpfend und leicht faßlich, sind die Abschnitte über die Integration.

Den Schluß bilden die Abschnitte über die einfachen Differentialgleichungen und über die Rektifikation von Kurven.

Eine große Reihe von Beispielen, vielfach aus der Technik entnommen, erläutern die Ableitungen und Rechnungsmethoden.

Alles in allem kann das Buch wegen seines klaren und reichen Inhalts aufs wärmste empfohlen werden.

W. Müller, Dresden.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

### Ratgeber für die Berufswahl.

Der bevorstehende Semesterbeginn gibt uns Veranlassung, erneut auf den Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ hinzuweisen. Das Heftchen ist zum Preise von 60 Pfennig durch die Geschäftsstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu beziehen.

### Neue Mitglieder für die D. G. f. B.!

Die Einrichtungen unserer Gesellschaft wirken sich umso besser aus, je höher die Zahl der Mitglieder ist. Wir bitten daher unsere Mitglieder, in ihren Bekanntenkreisen für unsere Gesellschaft zu werben. Neu hinzutretende Mitglieder können vorläufig noch gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedsbeitrag das „Jahrbuch 1926“ und das Buch „Probleme der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ nachgeliefert erhalten. Bei Zahlung des Beitrages für 1927 wird sofort der Sonderdruck der Vortragsreihe „Maschinen- und Handarbeit im Baubetriebe“ zugesandt; das „Jahrbuch 1927“ steht vor dem redaktionellen Abschluß und wird im Spätherbst kostenlos an

alle Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, auch an die neu hinzutretenden, versandt, wenn der Beitrag für 1927 bezahlt ist. Ferner erhalten die Mitglieder die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ bei Bestellung durch die Geschäftsstelle zu einem gegenüber dem Ladenpreis um 25% ermäßigten Vorzugspreis.

### Anschriftenänderungen.

Wir bitten unsere Mitglieder, uns bei Wohnungsänderungen auch bei vorübergehenden, ihre neue Anschrift mitteilen zu wollen. Mit vielen Mitgliedern verlieren wir dadurch die Verbindung, daß sie unbekannt verzogen sind. Es besteht die Gefahr, daß diese Mitglieder der Gesellschaft verloren gehen.

Die Mitglieder, die noch im Besitz der Vordruckkarte für ihre Anschrift sind, werden gebeten, die Karte sofort ausgefüllt an die Geschäftsstelle einzusenden, damit ihre Angaben noch bei der Zusammenstellung des Mitgliederverzeichnisses für das neue Jahrbuch verwendet werden können. Nachträgliche Richtigstellungen sind unverständlich und verursachen uns Unkosten. Eine falsche Anschrift im Verzeichnis wirkt für alle Teile unangenehm.