

NEUERE WASSERBAUARBEITEN IN UNGARN.

Von Ing. A. Trummer, Sectionsrat im Kgl. Ung. Ackerbauministerium, Budapest.

Übersicht: Nach kurzer geschichtlicher Übersicht über die großzügigen Hochwasserschutz-, Entwässerungs- und Flußregulierungsarbeiten der letzten hundert Jahre folgt die Beschreibung der wichtigsten Nachkriegsarbeiten: Bau des Budapester Donauhafens, Kanalisierung des Soroksärer Donauarmes, Regulierungsarbeiten an der Tisza und an der Donau. Zum Schlusse wird kurz die Tätigkeit der Kulturtechnischen Ämter geschildert.

I. Einleitung.

Die planmäßige Wasserbautätigkeit konnte in Ungarn der politischen Verhältnisse wegen — im Vergleich zu den westeuropäischen Staaten — erst spät, anfangs des 19. Jahrhunderts begonnen werden. Bis dahin kam es nur zu vereinzelt Flußkorrektions- oder Meliorationsarbeiten, denen es an jeglichem organischen Zusammenhang fehlte.

Die großen ungarischen Wasserbauarbeiten wurden eigentlich durch die Regulierung der Tisza (Theiß) sowie den Ausbau der Hochwasserschutzanlagen in ihrem Tale eröffnet. Anschließend folgten ähnliche Arbeiten im Donautal, dann die Regulierung des Donau- und Tiszabettes (Abb. 1).

Die Hochwasserschutzarbeiten im Tiszatal wurden als Erfolg einer mit größter Zähigkeit geführten Aktion des Grafen Stefan v. Széchenyi's im Jahre 1846 in Angriff genommen. In der mit dem Jahre 1867 beginnenden Periode ruhiger innenpolitischer Verhältnisse nahmen die Arbeiten gewaltigen Aufschwung und wurden bis zur Jahrhundertwende im großen und ganzen beendet. Derzeit sind nurmehr einige kleinere Ufergebiete des Hochwasserschutzes bedürftig. Die größte dieser ungeschützten Niederungen ist das Borsoder offene Überschwemmungsgebiet von ungefähr 35 000 ha Ausdehnung, an dessen Sicherung gegen Hochwässer gegenwärtig gearbeitet wird.

Die Hochwasserschutzarbeiten im Donautal haben hauptsächlich in der Zeit zwischen 1870—1900 größeren Umfang angenommen und wurden bis zum Ausbruch des Weltkrieges auch zum Abschluß gebracht.

Anstatt einer ermüdenden Aufzählung lassen wir über die Hochwasserschutz- bzw. Entwässerungsarbeiten im Donau- und Tiszatal umstehende Aufstellung folgen, welche über den Umfang dieser Leistungen gute Übersicht gibt.

Im großen ungarischen Tieflande wurde bis zum Beginn des Weltkrieges eine Fläche von 3,6 Millionen ha gegen Hochwässer gesichert; die Länge der ausgebauten Schutzdeiche beträgt insgesamt 6379 km. Der Kostenaufwand belief sich auf ungefähr 1,1 Milliarden Pengö. Zu Vergleichszwecken sei erwähnt, daß in Holland rund 1,5 Millionen ha, im Po-Tal 0,7 Millionen ha gegen Hochwässer geschützt sind, demnach ist das in Ungarn vollbrachte Werk das größte dieser Art in Europa.

Die in der Spalte für 1932 ausgewiesenen Zahlen sind gegenüber den die frühere Zeit betreffenden Angaben deshalb niedriger, weil Ungarn durch den Trianoner Friedensvertrag $\frac{2}{3}$ seines ursprünglichen Staatsgebietes verlor, wodurch zwangsläufig auch ein Teil der wasserbaulichen Werke an fremde Staaten überging.

Im Zusammenhange mit der Hochwasserabwehr setzte ab 1870 auch auf dem Gebiet der Flußregulierung rege Tätigkeit ein. An der Tisza bezweckten die Arbeiten die Verbesserung der Abflußverhältnisse, an der Donau die Förderung der Schifffahrt. Mit den beiden Hauptflüssen wurden in einem Zuge auch ihre Nebengewässer reguliert.

Um den Abfluß der Hochfluten zu beschleunigen, wurde der Flußlauf der Tisza mittels 112 Durchstichen um mehr als 500 km gekürzt, wodurch eine wesentliche Verminderung der Abflußzeit der Hochwässer erzielt wurde. Das regulierte Flußbett hat sich im

Laufe der Zeit gut ausgebildet, wiederholte Uferabbrüche und Sandbankbildungen haben aber weitere Korrektionsarbeiten erforderlich gemacht.

Der zwischen Dévény (Marchmündung) und Dunaradvány (Granmündung) fallende obere Donauabschnitt wurde in den Jahren 1885—1896 reguliert. An der anschließenden Strecke bis Budapest haben sich nur geringe Eingriffe als notwendig gezeigt; der Abschnitt unterhalb Budapest wurde in den Jahren 1899—1913 geregelt. Mit diesen Arbeiten war die Regulierung der innerhalb der heutigen Staats-

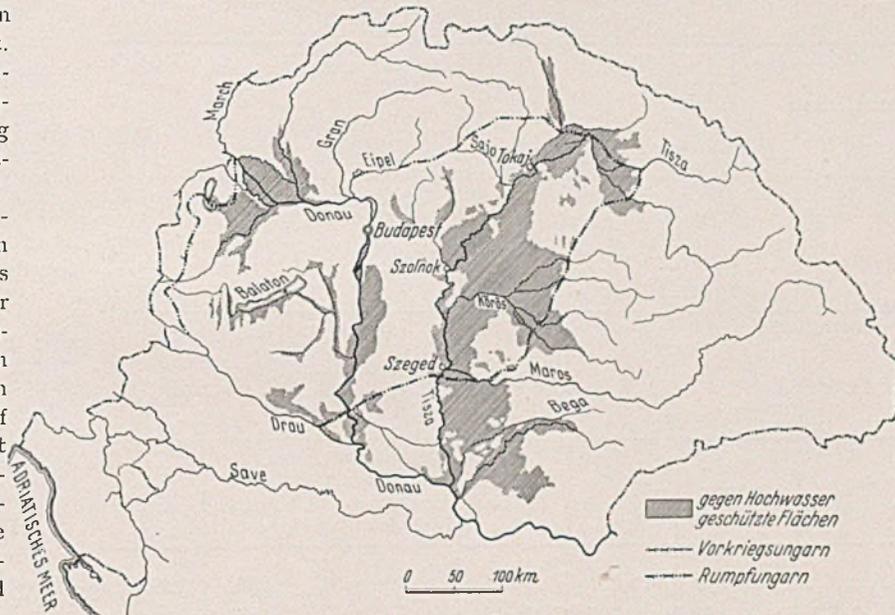


Abb. 1. Wasserwirtschaftliche Übersichtskarte Ungarns.

grenzen liegenden Stromstrecke fast zur Gänze vollendet. Die Mittelwasser-Regulierung erfolgte im oberen Abschnitt auf 300 m, an der mittleren Donau auf 450 m Profilbreite. Nach Beendigung der Arbeiten konnte die Donau mit Schiffen von 2,0 m Tiefgang außer zur Zeit besonders niedriger Wasserstände ohne Schwierigkeiten befahren werden.

Die Regulierung der Katarakten der unteren Donau und des sog. Eisernen Tores erfolgte ebenfalls aus Schifffahrtsrücksichten und wurde 1899 beendet.

Die Korrektionsarbeiten an den Nebenflüssen wurden auch vollzogen. Von diesen sollen die Kanalisierung des Begaflusses (jetzt auf rumänischem bzw. jugoslawischem Gebiet), die Schiffbarmachung des unteren Körös-Abschnittes, ferner die Regulierung des unterhalb Budapest liegenden sog. Soroksärer Donauarmes erwähnt werden.

Die aufgelaufenen Regulierungskosten sind in der Tafel II übersichtlich zusammengestellt.

Für Flußregulierungen hat Ungarn in der Zeit von 1867 bis 1930 insgesamt 460 Millionen Pengö aufgewendet. In den letzten Jahren mußte infolge der Wirtschaftskrise die im Staatshaushaltsplan für wasserbauliche Zwecke veranschlagte Summe bedeutend

herabgesetzt werden. Gegenüber dem Durchschnitt von 6,7 Millionen pro 1926—1930 ist die Wasserwirtschaft in den letzten Jahren nurmehr mit 2,5—3 Millionen Pengö bedacht.

In der Endsumme obiger Tafel sind die Regulierungskosten der unteren Donau im Betrage von rund 50 Millionen Pengö nicht inbegriffen.

Ungarn hat in der Zeit bis zum Weltkriege außer den erwähnten Hochwasserschutz- bzw. Flußregulierungsarbeiten noch umfangreiche kulturtechnische Arbeiten durchgeführt, die später besprochen werden sollen.

Zahlentafel I.

Benennung	1850	1870	1900	1913	1932
Gegen Hochwasser geschützte Fläche, ha:					
a) im Donautal	34 082	57 448	1 096 944	1 246 214	543 725
b) im Tiszatal	621 730	1 035 791	2 124 102	2 387 008	1 648 080
Zusammen:	655 812	1 093 239	3 221 046	3 633 222	2 191 805
Baulänge der Schutzdeiche, km:					
a) im Donautal	75	117	2 267	2 824	1 313
b) im Tiszatal	966	2 171	3 252	3 555	2 391
Zusammen:	1 041	2 288	5 519	6 379	3 704
Länge der Entwässerungskanäle, km:					
a) im Donautal	205	205	1 355	3 722	2 441
b) im Tiszatal	533	757	6 015	9 182	10 042
Zusammen:	738	962	7 370	12 904	12 483
Anzahl der Entwässerungsschleusen:					
a) im Donautal	9	11	258	481	261
b) im Tiszatal	61	172	416	495	386
Zusammen:	70	183	674	976	647
Anzahl der Schöpfwerke:					
a) im Donautal	—	—	29	76	19
b) im Tiszatal	—	—	58	93	94
Zusammen:	—	—	87	169	113

Zahlentafel II. Kostenaufwand für Flußregulierungen in Ungarn.
Millionen Pengö.

Jahr	Donau	Tisza	Flußsystem der Körös	Drau	Andere Flüsse	Budapester Handels- u. Industriehafen	Verwaltungs- u. Erhaltungskosten	Zusammen
1867—1925	165,795	110,365	23 137	16,680	50,434	20,310	39,768	426,491
1926—1930	3,287	4,863	0,453	0,605	6,559	15,590	2,545	33,901
Zusammen:	169,082	115,228	23,590	17,285	56,993	35,900	42,313	460,392

II. Neuere wasserwirtschaftliche Arbeiten.

Hierher zählen jene Arbeiten, die in Rumpfungarn seit Kriegsende beendet, oder durchgeführt worden sind. Diese Wasserbauten passen sich den heutigen Bedürfnissen des Landes an, und bewegen sich ihren Umfang anlangend in einem durch die finanziellen Möglichkeiten gebotenen Rahmen. Im letzten Jahrzehnt haben sich hauptsächlich die im Interesse des billigeren Wassertransportes gelegenen Arbeiten als notwendig erwiesen, weiter jene, die der Landwirtschaft dienlich sind. Die Hochwasserabwehr erforderte an der Donau und Tisza vorwiegend nur Erhaltungs- und Ergänzungsarbeiten, durch die Bekämpfung der Hochwässer an den kleineren Wasserläufen ist hingegen die Regulierung dieser und die Verbauung der in den hügeligen Gebieten entstandenen Wasserrisse in den Vordergrund gerückt. Im Nachstehenden geben wir eine kurze Beschreibung der einzelnen Arbeiten.

a) Der Budapester Handels- und Industriehafen.

Obwohl in Ungarn von sämtlichen Donauhäfen Budapest den größten Verkehr abzuwickeln hatte, mangelte es hier doch an entsprechendem Hafen. Der Hafenbetrieb hat sich im Weichbilde der

Stadt, an den in etwa 12 km Länge ausgebauten Kaimauern abgepielt. Das entlang dieser Kaimauern zu Gebot stehende Ufergelände war zu schmal und demzufolge weder zum Bau entsprechender Lagerhäuser, noch für Zwecke des Bahnanschlusses geeignet. Aus diesem Grunde mußte der Eisenbahnumschlagverkehr im ziemlich bescheiden ausgestatteten Donaubaunhof im Süden der Stadt bewältigt werden. Dies hatte besonders zur Zeit der herbstlichen Massentransporte zu Verkehrsstockungen und Betriebschwierigkeiten geführt.

Angesichts dieser Verhältnisse ließ sich der Bau eines neuzeitlichen Hafens nicht mehr verzögern, und so entstand der

Budapester Handels- und Industriehafen an der Südgrenze der Stadt, an der Nordspitze der Insel Csepel auf einem Gelände von 600 ha (Abb. 2).

Der Hafen besteht aus zwei Hauptteilen. Eines der beiden ist der am abgesperrten Soroksärer Donauarm liegende Innenhafen mit ständigem Wasserspiegel, der andere ist der am offenen Strom erbaute Außenhafen.

Für Zwecke des Innenhafens wurde der Soroksärer Donauarm unterhalb der Kvasasay-Schiffschleuse in 3,5 km Länge auf 120 m Breite und 2,5 m Tiefe ausgebaut. Am linken Ufer des Donauarmes befindet sich der hauptstädtische Lokalhafen und die Großmarkthalle. Am selben Ufer wurde der Budapester Hafenbahnhof angelegt, dessen Gleise über die Gubacser-Brücke zum Handelshafen und zu den Industriebecken führen. Diese werden am rechten Ufer des Donauarmes angelegt. Das erste der vorgesehenen vier Becken ist bereits ausgebagert.

Im Außenhafen am offenen Strom wurde zunächst das als Freihafen dienende Handelsbecken und das am südlichsten angelegte Petroleumbecken errichtet. Es ist aber

noch für drei weitere Becken Raum vorhanden, die nach Maßgabe des Verkehrs allmählich ausgebaut werden können.

In den bereits fertigen Becken beträgt die Wassertiefe 2,60 m unter dem niedrigsten Wasserstand der Donau. Das Nordufer des Handelsbeckens ist in 572 m Länge als Kaimauer ausgebildet (Abb. 3 und 4), wogegen die übrigen Ufer abgeböschet und mit Steinverkleidung versehen sind¹.

Entlang der Kaimauer wurden zwei je 80 m lange und 40 m bzw. 30 m breite Lagerhallen und ein zweistöckiges Lagerhaus (36 × 100 m) errichtet, außerdem ein Getreidespeicher von 32 000 t Fassungsvermögen. Der Speicher ist 95,8 m lang 36,3 m breit und besteht aus dem Silo sowie aus einem zehnstöckigen Bodenspeicher (Abb. 5 und 6). Diese beiden Teile sind durch einen 52,5 m hohen turmartigen Bauteil miteinander verbunden, der die maschinellen Einrichtungen in sich aufnimmt. Der Silo umfaßt 18 größere und

¹ Siehe J. Dieter: Die Kaimauern des Budapester Zollfreihafen und des Budapest-Franzstädter Lokalhafens. Wasserbauliche Mitteilungen, Budapest 1935. Heft 1. (Ungarisch, mit deutschem Auszuge.)

10 kleinere, durchschnittlich 2,4 m hohe Zellen. Im Silo können 10 000 t eingelagert werden, der Bodenspeicher faßt 22 000 t².

Vor den Lagerhallen befinden sich sechs elektrische Kräne von je 3,0 t Tragfähigkeit, am Südrande des Beckens sind zwei Brückenkranne mit einer Stundenleistung von je 60 t (Spannweite 50 m, Abb. 7). Das Südufer des Beckens dient als freier Lagerplatz.

Der Fassungsraum der sich im völlig abgesondert angelegten Petroleumbecken befindenden Behälter beträgt 66,500 m³.

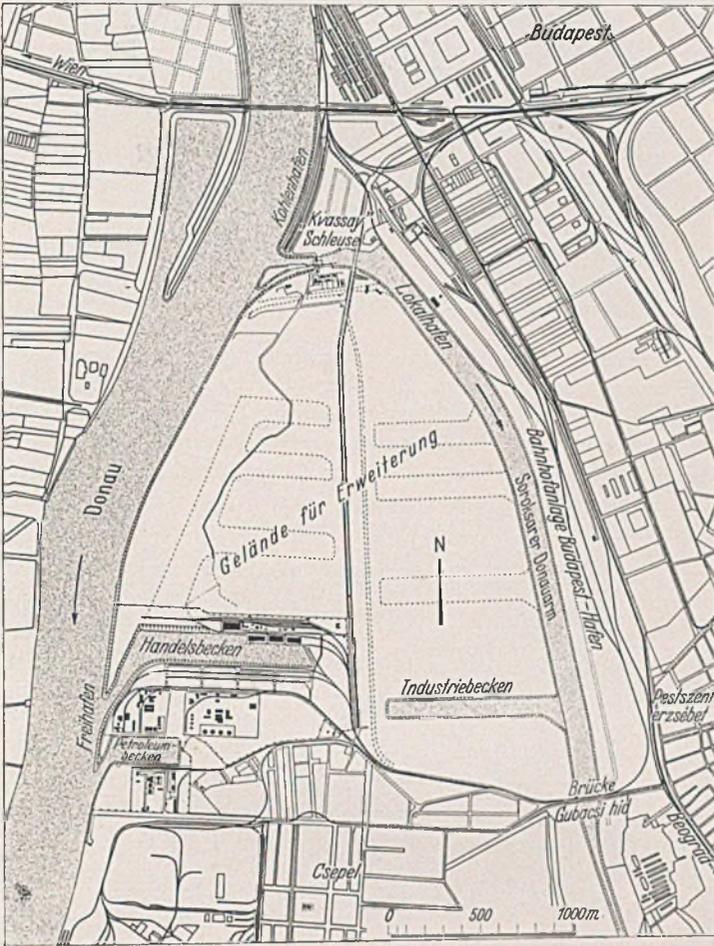


Abb. 2. Lageplan des Budapester Hafens.

Arbeiten sind vor dem Hafenaufbau begonnen worden, wurden aber mit dem Hafen zu gleicher Zeit beendet.

Zur Sicherung der Stadt Budapest gegen Eishochwässer, die durch die Stromspaltung südlich der Hauptstadt begünstigt waren, wurde der obere Teil des Soroksárer Donauarmes in 1876 durch den sog. Gubacser Damm abgesperrt. Diese Maßnahme hatte die Entwicklung des Hauptbettes der Donau gefördert, war also in bezug auf den Hochwasserschutz der Hauptstadt von gutem Erfolg, es haben sich jedoch nachher schwere Nachteile für die am Donauarm gelegenen Gebiete eingestellt. Die in den Gubacser Damm

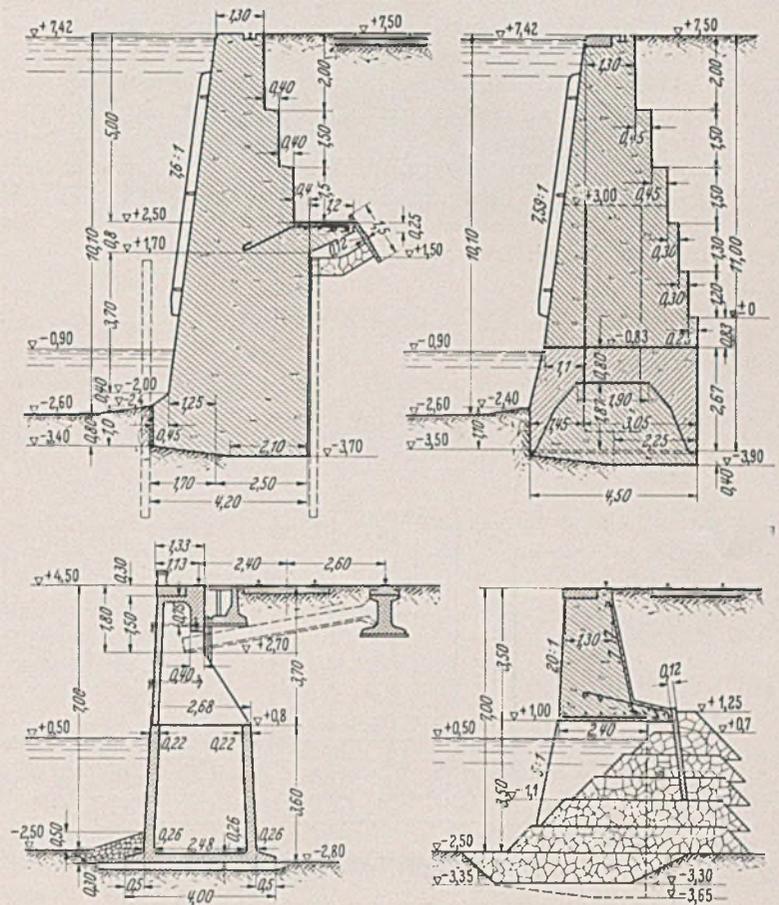


Abb. 3. Kaimauer-Profile des Budapester Hafens.



Abb. 4. Die Kaimauer des Budapester Freihafens.



Abb. 5. Das Handelsbecken des Budapester Freihafens. 32 000 t-Getreidespeicher und Lagerhallen.

b) Die Regulierung des Soroksárer Donauarmes.

Ein mit dem Bau des Donauhafens eng verbundenes Problem war die Regulierung des Soroksárer Donauarmes. Die Regulie-

eingebaute Schleuse für 40 m³/s hat sich nämlich zur entsprechenden Wasserversorgung des breiten Donauarmes unzulänglich erwiesen, so daß derselbe allmählich der Verschlammung und Versumpfung verfiel und in der weiteren Folge für den Schiffverkehr unbrauchbar wurde. Die so eingetretene Lage war sowohl aus Gesundheits-, wie auch aus Schiffsfahrtsrücksichten unhaltbar.

² Siehe J. Dieter: Der Getreidespeicher des Kgl. Ung. Budapester Freihafens. Wasserbauliche Mitteilungen, Budapest 1935, Heft 4 und Prof. Dr.-Ing. Michailich: Der Getreidespeicher im Freihafen von Budapest. Beton u. Eisen, 1929, Heft 13 u. 14.

Die Abschaffung der Übelstände wurde durch den Gesetzartikel XIV. aus dem Jahre 1904 angeordnet.

Die Durchführung der Arbeit begann im Jahre 1910. Während des Krieges mußten die Arbeiten größtenteils abgebrochen werden und wurden erst im Jahr 1922 neuerlich aufgenommen. Im Interesse der Schifffahrt wurde der Gubacser Damm entfernt und anstatt dieses eine Einlaß- und Schiffschleuse an der oberen Mündung des Donauarmes errichtet. Die untere Mündung des 60 km langen Donauarmes wurde mittels eines Dammes abgesperrt, welcher durch eine Ablaß- und eine Schiffschleuse bzw. durch ein Kraftwerk unterbrochen ist. Durch den Aufstau des Wasserspiegels auf eine dem 0,30 m Budapester Pegelstand entsprechenden Höhe, sowie durch Spreng- und Baggerarbeit (26 800 bzw. 2,6 Millionen m³) ließ sich die zum Schiffsverkehr notwendige 2 m Fahrtiefe herstellen. Unterhalb der Gubacser Brücke beschränkt sich die Baggerung auf eine 25 m breite Künette. Die obere Schleuse — Kvassey-Schleuse genannt — wurde schon vor dem Kriege in Betrieb gesetzt, die untere Schleuse bei Tass in 1929 beendet (Abb. 8). Die Kvassey-Schleuse besitzt eine Nutzlänge von 72,0 m und ist 10,0 m breit. Die Tasser Schleuse mißt 85 × 12 m.

holen, sondern nur als Gesamtleistung zweier an der oberen bzw. an der unteren Mündung errichteten Wasserkraftanlagen. Bei Hochwasser kann das gesamte Gefälle am oberen, bei Niedrigwasser am unteren Kraftwerk ausgenutzt werden. Bei mittleren Wasserständen verteilt sich das Gefälle zwischen beiden Endpunkten. Mit Rücksicht darauf, daß die niedrigen Wasserstände zeitlich länger andauern, ist hinsichtlich Ausnutzung des Gefälles



Abb. 8. Schiffschleuse bei Tass. (85 × 12 m.)

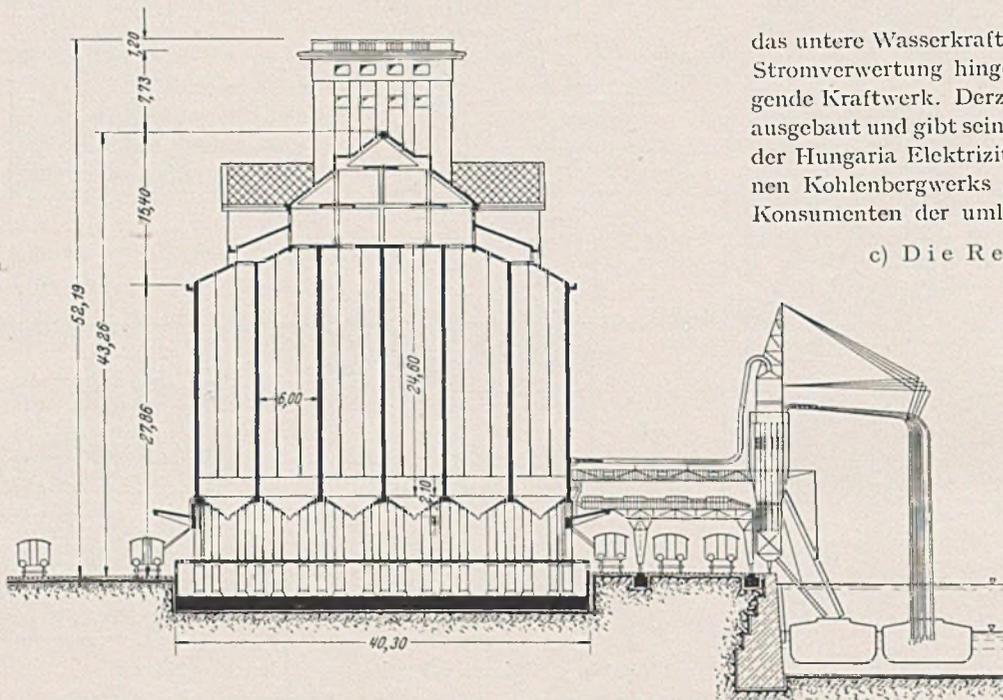


Abb. 6. Getreidespeicher des Budapester Freihafens. Schnitt durch den Siloteil.

Der Hauptstrom besitzt zwischen den beiden Endpunkten des Soroksärer Donauarmes durchschnittlich ein Gesamtgefälle von 4,6 m. Durch die obere Schleuse wird in dem heutigen Ausbaustand eine Wassermenge von 30 m³/s in den Donauarm geleitet, doch kann diese Menge bis zu 120 m³/s gesteigert werden.



Abb. 7. 50 m Brückenkran im Handelsbecken.

Nachdem die Wasserführung von 30 m³/s nur 15 cm Gefälle erfordert, steht etwa 4,2 m nutzbares Gefälle zur Verfügung, was bei 30 m³ Wasser 1260, bei 120 m³ 5000 PS repräsentiert. Diese Energiemenge läßt sich indessen nicht an einem Kraftwerk heraus-

das untere Wasserkraftwerk wirtschaftlicher, vom Standpunkt der Stromverwertung hingegen das obere, der Hauptstadt näher liegende Kraftwerk. Derzeit ist nur das untere Kraftwerk von 600 PS ausgebaut und gibt seine Jahresleistung von etwa 3 Millionen kWSt der Hungaria Elektrizitäts A.-G., bzw. der Ungarischen Allgemeinen Kohlenbergwerks A.-G. ab, die den Strom ihrerseits an die Konsumenten der umliegenden Ortschaften verteilen.

c) Die Regulierung der Tisza³.

Mit den in der Einleitung bereits berührten Arbeiten, wie: Hochwasserschutz- und Entwässerungsarbeiten, ferner Durchstiche zur Beschleunigung des Hochwasserabflusses waren die notwendigen wasserbaulichen Maßnahmen noch nicht erschöpft. Es stehen noch bevor die Sicherung der Schifffahrt, weiter die auf die Verhütung der wiederholten Uferbeschädigungen gerichteten Vorkehrungen. Durch diese sollen das dem Schiffsverkehr dienende Niedrigwasserbett fixiert, die Krümmungen gesichert und der Eisabgang gefördert werden.

Das zwischen den Schutzdeichen schlängelnde Flußbett befindet sich in steter Bewegung und gefährdet dadurch an den ausbuchtenden Ufern nicht nur wertvolle Äcker, sondern oft auch Dämme, Straßen, Eisenbahnen und Brücken.

Die entsprechenden Arbeiten werden seit Kriegsende, bzw. Verstümmelung des Staatsgebietes von Jahr zu Jahr nach Maßgabe der verfügbaren Geldmittel fortgesetzt. Ihre Beendigung erfordert aber an der 484 km langen Flußstrecke oberhalb Szeged noch weitere 23,1 Millionen Pengö, wozu noch ungefähr 2,9 Millionen Pengö für die Niederwasserregulierung hinzuzurechnen sind, welche letztere Arbeit aus Schifffahrtsrücksichten vorzunehmen wäre. Für die allernotwendigsten Maßnahmen müssen sohin noch 26 Millionen Pengö aufgebracht werden.

In Anbetracht der Flußlänge ist dieser Geldbedarf verhältnismäßig bescheiden, was sich daraus erklärt, daß beim äußerst geringen Gefälle (1—5 cm/km) des Flusses auch einfache Faschinenbauten mit sehr gutem Erfolg angewendet werden können. Der Umstand, daß die Tisza von der Sajómündung beginnend nur mehr feinen Sand und Schlamm mitführt, trägt wesentlich zur Verwendbarkeit der Faschinenwerke bei.

Die Uferschutzbauten werden auf Faschinenmattzen gegründet, die mittels Steinbeschwerung versenkt

³ Siehe Dr.-Ing. Lászlóffy: Das Tiszatal. Hidrológiai Közlöny, Bd. XII. Budapest 1932. (In deutscher Sprache.)

werden (Abb. 9). Die Matratzen haben eine Stärke von 20—25 cm und sind mit Eisendraht gebunden. Die Herstellung derartiger Matratzengründung kostet 3,50—4,0 Pengö pro m². Sobald die Bettsohle durch die versenkte Matratze gesichert ist, wird die ent-



Abb. 9. Faschinenmatratze an der Tisza.

sprechend abgegrabene Uferlinie mit Steinverkleidung versehen (Abb. 10). Dieser Uferschutz leistet im Falle erwähnter Sohlen-sicherung auch dem Angriff starker Hochwässer Widerstand.

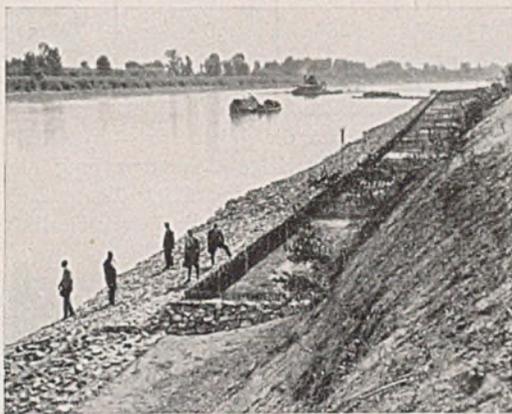


Abb. 10. Uferbefestigung an der Tisza.

Stellenweise erweist sich außer der Uferbefestigung auch die Regulierung des Bettes als notwendig. Dies erfolgt in den meisten Fällen durch Einengung der verbreiterten Strecke des Bettes, zu welchem Zwecke an der Tisza Verlandungsbauten (Flechtzäune oder Faschinenzelte) zur Anwendung gelangen.

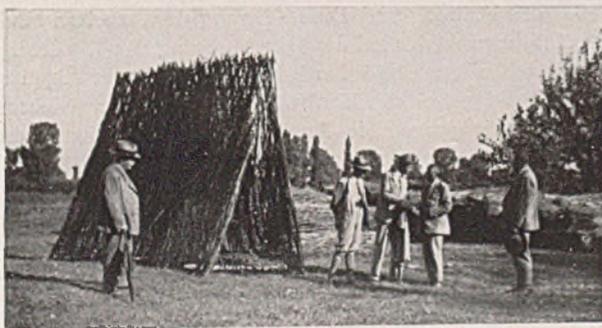


Abb. 11. Faschinenzelt.

Nach ähnlichem Verfahren läßt sich auch eine Verbesserung der Furten erzielen.

Zur Betteinschnürung bzw. zur Herbeiführung einer raschen Verschlämmung am einbuchtenden Ufer werden bei größeren Wassertiefen bis zu 5 m Faschinenzelte angewendet. Die

4 m langen, 2 m breiten und 3 m hohen Zelte (Abb. 11) gelangen von einem doppelten Arbeitsfloß zur Versenkung. Das versenkte Zelt wird mit ungefähr 2 m³ Erdschüttung beschwert. An den hölzernen Rahmen des Zeltes werden die aus Weidenruten herge-



Abb. 12. Flechtzäune zur Befestigung von Sandbänken am einbuchtenden Ufer.

stellten Zeltplatten befestigt. Die gegen die auf der Bettsohle stehenden Zelte anstoßenden Wasserfäden lassen die mitgeführten Sinkstoffe fallen, wodurch ein rasches Auflanden der Sohle zwischen den Zelten eintritt. Die Herstellung und Versenkung eines derartigen Zeltes kostet je nach den örtlichen Verhältnissen 32—35 Pengö.

An weniger tiefen Stellen bedient man sich der Flechtzäune. Zu diesem Zwecke werden stärkere Pflöcke in etwa 3 m Abstand von einander eingeschlagen, zwischen diese 4 mm starke Eisendrähte gespannt, die mit dem Rutenmaterial verflochten werden (Abb. 12 und 13, Wirkung der Zäune in einem Jahr). Die Herstellungskosten des Zaunes belaufen sich auf 1,5—2,0 Pengö je Meter. Wenn wegen größerer Wassertiefe vom Arbeitsfloß gearbeitet werden muß, erhöhen sich diese Kosten auf 2,20—2,50 Pengö.

Zum Schutze von Uferstellen, die stärkeren Strömungen ausgesetzt sind, eignen sich auch Faschinenbuhnen. Diese werden in ungefähr 50 m Entfernung von einander errichtet. Die Buhne stößt mit dem Kopfende in der Regulierungslinie an die Bettsohle und steigt gegen das Ufer im Verhältnis von 6:1—10:1 bis zur Wasserstandshöhe + 2 bis + 3 m. Die Buhnen werden meistens unter einem Winkel von 60° gegen die Stromrichtung angeordnet.

Als Unterlage der Buhnen dienen Faschinenmatratzen. Auf diese werden 25—30 cm dicke Faschinenreihen gelegt, die an den äußeren Seiten durch Faschinenwürste begrenzt sind. Jede Faschinenreihe wird mit einer 10 cm starken Erdschüttung beschwert. Im Falle geringerer Fließgeschwindigkeit kann von der Faschinenmatratze abgesehen werden.



Abb. 13. In einem Jahr verlandete Flechtzäune. Gesundes, festes Ufer.

Die Herstellungskosten einer derartigen Buhne stellen sich auf 16—17 Pengö je m³ (ohne Faschinenmatratzenunterlage).

In den letzten Jahren wurden Bettregulierungsarbeiten nach den beschriebenen Verfahren hauptsächlich auf der Strecke Szeged-Szolnok vorgenommen. Neuestens wird auch weiter talaufwärts

zwischen Szolnok und Tokaj nach der gleichen Regelungsmethode gearbeitet.

Die geschilderten Regulierungsbauten haben sich sehr gut bewährt. Die Faschinenwerke sind trotz ihrer Billigkeit durchaus zweckentsprechend und haben sich auch als haltbar erwiesen.

d) Donau regulierung.

An der Donau besteht für die Anwendung von Faschinenwerken infolge des Stromcharakters weniger Möglichkeit, als an der Tisza. Seit Kriegsende ist die Regulierungstätigkeit an der Donau weniger lebhaft, da sowohl die Regulierung der Ungarischen Oberen Donau, als auch der Mittleren Donau schon vor dem Kriege fast beendet worden ist; andererseits liegen von den korrektionsbedürftigen Teilen des Stromes nur kurze Strecken im Staatsgebiet Rumpfungarns.

Nachdem die Ungarische Obere Donau bis zur Eipelmündung die Grenze zwischen Ungarn und der Tschechoslowakei bildet, werden die an diesem Abschnitte notwendigen Arbeiten von den beiden Staaten gemeinsam durchgeführt.

Die Regulierung der Grenzstrecke hat zwischen 1885—1896 stattgefunden. Sie bestand aus Mittelwasserregulierung mittels Parallelwerken. Obwohl durch diese Korrektur eine wesentliche Verbesserung der bis dahin herrschenden Lage herbeigeführt wurde, haben sich auch Nachteile eingestellt. Im oberen Abschnitt ist nämlich eine Vertiefung der Bettsohle, an der unteren Strecke hingegen eine Auflandung eingetreten, was zur Entstehung schlechter Übergänge geführt hat. Um dem abzuwehren, mußten die vollzogenen Regulierungsarbeiten durch Niedrigwasser-Regulierung ergänzt werden.

Letztere erforderte zunächst die Absperrung der Nebenarme, um auf diese Weise das Wasser in das Hauptbett zu konzentrieren. Als nächstes mußte im Hauptstrom die 150 m breite und 2 m tiefe Fahrinne durch Buhnen gesichert werden. Diese Arbeiten wurden durch den ungarischen Staat bis 1916 geführt, bis zu welchem Jahr 8 Absperrbauwerke und 115 Buhnen fertiggestellt worden sind.

Während des Weltkrieges mußten die Arbeiten ruhen und konnten auch nach dem Friedensschluß nicht gleich weitergeführt werden, nachdem der Strom zum Grenzfluß geworden ist.

Im Jahr 1927 ist mit der Tschechoslowakischen Republik eine Vereinbarung bezüglich Weiterführung der Arbeiten getroffen worden, in welcher die Fortsetzung der im Jahr 1916 abgebrochenen Arbeiten für notwendig erklärt wurde. In erster Reihe waren die vom Verfall bedrohten Werke herzustellen, wonach allmählich die Absperrung der Nebenarme und schließlich die Sicherung der Fahrinne zu folgen hat.

Die Instandsetzung dauerte bis 1930. Hiernach wurde an den Bau neuerer Werke geschritten. Instandgesetzt wurden drei Absperrbauten und drei weitere Nebenarme wurden abgeriegelt.

Die Absperrbauten werden gewöhnlich bis zur Höhe des schiffbaren Niedrigwasserstandes aufgeführt. Ihr Bau erfolgt in zwei Etappen. Als erstes wird der aus Senkfaschinen bestehende Dammkern hergestellt; wenn dieser nach 2—3 Jahren sich festgelegt hat, geht man an die endgültige Absperrung des Armes. Zu diesem Zwecke erhält der Faschinenkern einen 50 cm dicken ausgleichen-

den Steinbelag der mit einer 10—15 cm starken Betonverkleidung abgedeckt wird.

Die Niedrigwasserregulierung bildet eine Ergänzung der bereits durchgeführten Mittelwasserregulierung und besteht in der Hauptsache aus der Regelung der Furten. Solche Arbeiten wurden an der Stromstrecke km 1830 bis 1708 ausgeführt bzw. sind zum Teile noch im Gang. Zu diesen Bauten wurde insgesamt 44 000 m³ Stein verbraucht.

Neben der Regulierung wurde auch der Instandsetzung der Parallelwerke und Uferschutzbauten sowie der regelmäßigen Aussteckung des Schifffahrtsweges Aufmerksamkeit zugewendet.

Im südlichen Teile des Landes wurde in den letzten Jahren die Regulierung des Bogyiszlóer Donaudurchstiches vollendet⁴.

e) Kulturtechnische Arbeiten.

Die Durchführung der verschiedenen Meliorationsarbeiten (Entwässerung, Dränung, Bewässerung, Wildbachverbauung), ferner die Regulierung der kleineren Wasserläufe ist den Kulturtechnischen Ämtern zugewiesen. Diese Ämter bestehen und wirken seit 1879. Nachfolgende Zusammenstellung gibt über die bis Ende 1934 geleisteten kulturtechnischen Bauausführungen Aufschluß.

Zahlentafel III.

Zeitabschnitt	Entwässerte Fläche ha	Umfang der Dränungen ha	Bewässerungen ha	Wildbachverbauung ha	Gesamtleistung an Erdarbeit m ³	Kosten in Millionen Goldkronen
1879—1918	819,594	27 292	15 501	2 888	76,700	54,18
1919—1934	155,882	96	1,517	200	22,167	15,60
Zusammen:	975,476	27,388	17,018	3,088	98,867	69,78

Der Kostenaufwand für die Jahre 1919—1934 läßt sich mit Rücksicht auf die zwischenzeitige Geldentwertung nicht genau bestimmen. Dem in der Zusammenstellung diesen Zeitraum betreffend, ausgewiesenen Betrag liegen die Durchschnittspreise des früheren Zeitabschnittes zugrunde.

Außer den erwähnten Arbeiten obliegt den Kulturtechnischen Ämtern die Regulierung der kleineren Flüsse sowie der Bäche, die Wasserversorgung und Kanalisation von Gemeinden usw.

In den letzten Jahren bietet sich für die Ämter infolge der Wirtschaftskrise weit weniger Betätigungsmöglichkeit, da die finanzielle Lage der Landwirte Meliorations-Investitionen nicht gestattet. Aus diesem Grunde erfolgen die Arbeiten neuestens mit staatlicher Unterstützung, teilweise als Notstandsarbeiten. Bedeutendere Werke sind in den letzten Jahren besonders auf dem Gebiet der Wildbachverbauung, Bach und Flußregulierung erstellt worden.

Als solche gelten die Regulierung des Kapos-Flusses, ferner die Regulierung des oberen Abschnittes der Bódva. Letztere hat einen Kostenaufwand von 1,0 Millionen Pengö erfordert.

Außer der Planung und Durchführung der Arbeiten sind die Kulturtechnischen Ämter bei der Durchführung des Wasserrechtsgesetzes als technische Behörden behilflich. In dieser Eigenschaft obliegt ihnen die technische Kontrolle über Wasserkraftnutzungen und Abwasserreinigung. Die Ausübung dieses Dienstes erfolgt Hand in Hand mit den zuständigen Administrativbehörden.

Die erwähnten Arbeiten werden gegenwärtig von 8 Kulturtechnischen Ämtern bewältigt.

⁴ Siehe Prof. R o h r i n g e r: Modellversuche über die Regulierung des Bogyiszlóer Donaudurchstiches in Ungarn. Dtsch. Wasserwirtsch. 25 (1930) Nr. 8.

NEUERE AMERIKANISCHE ERDBAUGERÄTE.

Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. W. Loos, Berlin.

Bis Einzelaufnahmen amerikanischer Baustellen uns durch das deutsche Schrifttum zugänglich werden, vergeht meist geraume Zeit. Deshalb seien hier — ohne Anspruch auf Vollständigkeit — einige Aufnahmen von Geräten aus dem Erd- und Straßenbau gebracht, die uns bei der letzten Besichtigungsreise begegneten.

Was uns deutschen Besuchern am meisten auffiel, war die Menschenleere der Baustellen und der große Geräteinsatz für

1. Für den Hauptdamm des Quabbin Reservoir (Wasserversorgung von Boston), der aufgespült wird, werden zur Anfuhr des Moränenschuttes aus der Seitentnahme schwere Auto-Trucks (Abb. 1) verwendet, die den Boden auf ein Gitter von Feldbahnschienen entleeren. Die ganze Entladeanlage zeigt Abb. 2. Die schwersten Blöcke, die auf dem Grobgitter liegenbleiben (Abb. 3), werden durch Laufkatzen seitlich verladen und abgefahren. Aus dem durchgefallenen Schüttgut werden dann nochmals



Abb. 1.

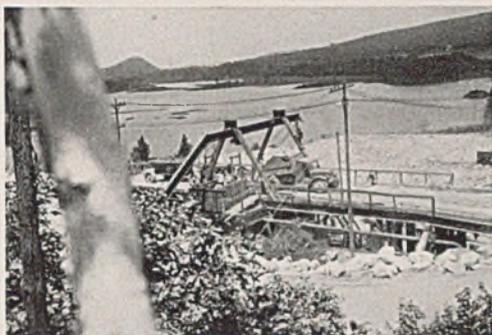


Abb. 2.



Abb. 3.



Abb. 5.



Abb. 6.

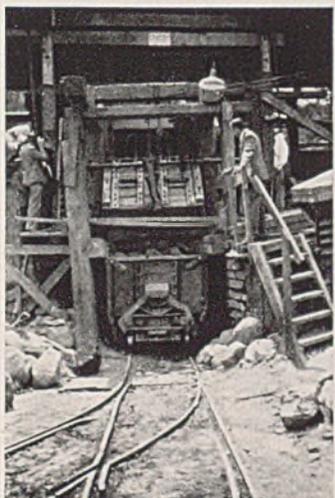


Abb. 4.



Abb. 7.



Abb. 8.

Aushub, Transport und Einbau von Erdmassen. Wenn wir in Deutschland zurzeit auch auf möglichst viel Handarbeit Wert legen müssen, ist es dennoch gut, für mögliche sehr dringliche Arbeiten die Verwendung leistungsfähiger Großgeräte zu kennen und im Auge zu behalten¹.

Da wir uns hier in letzter Zeit besonders mit der Verdichtung von Dammschüttungen beschäftigten, bringe ich im besonderen einige ähnliche Bilder aus U. S. A.

¹ Um nicht zu wiederholen, verweise ich auf die vier Abhandlungen von R. R. Proctor in „Engng. News Rec.“ 110 (1933) S. 245. Eine Zusammenstellung nach dem amerikanischen Schrifttum gibt auch H. Simons in „Bauing“. 17 (1936) S. 323.

die Steine von mehr als 15 cm Durchmesser ausgesiebt und durch Schmalspurwagen (Abb. 4) zur Verwendungsstelle für den Steinwurf der Wasserseite des Dammes gebracht (Abb. 5). Es ist dies einer der wenigen Fälle, in dem auf amerikanischen Großbaustellen Fördergleis verwendet wurde. Sonst überwiegt der Automobiltransport. Der Rest der Schüttstoffe, in dem also noch Steine bis zu 15 cm Durchmesser enthalten sind, geht durch die Pumpen und die auf Abb. 5 sichtbare Spüleleitung direkt an die Verwendungsstelle im Damm (Abb. 6). An der Auslaufstelle (Abb. 7) fischt ein Seilgreifer nochmals die gröberen Steine für die inneren Lagen der wasserseitigen Böschung heraus.

2. Der „Dyke“, ein Abschlußdamm in einem der Seiten-

täler, wurde aus tonigem Sand zu beiden Seiten eines mächtigen Betonkerns (im unteren Teil Caissons) geschüttet und durch Einzelwalzen verdichtet (Abb. 8). Unaufhörlich führen die Autokippwagen (Abb. 9) über die kurz vorher geschütteten Massen, die dann sofort durch einen „Bulldozer“ (Abb. 10) verteilt und einplaniert

schütteten Straßendamms durch die Fahrzeuge des Unternehmers — selbst bei gemischtkörnigem, tonigem Sand — bereits verdichtet, zeigen Abb. 14 u. 15. Viele Straßenbaustellen sind für den durchgehenden Verkehr nicht einmal gesperrt, denn wo die Wagen des Unternehmers fahren, kommt auch der normale Verkehr durch.



Abb. 9.

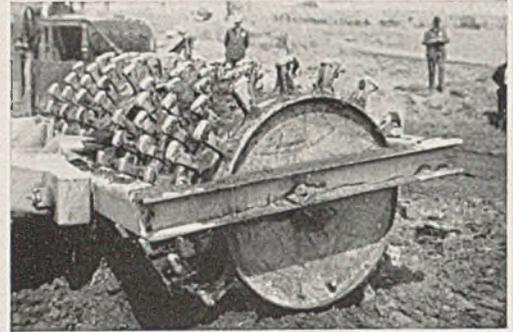


Abb. 13.



Abb. 10.



Abb. 14.



Abb. 11.



Abb. 15.



Abb. 12.



Abb. 16.

werden. Seine Raupenkette walzen sie zum ersten Male ein. Den Anschluß des Damms an den Fels zeigt Abb. 11. Nach dem Walzen mit gewöhnlichen Straßenwalzen (Abb. 8) kommt der „Sheepfootroller“ (Abb. 12 u. 13), der sowohl durch den Carter-Pillar-Traktor als auch durch den hohen spezifischen Druck der „Geißfüße“ und ihre durchknetende Wirkung für weitere Verdichtung sorgt. R. Proctor erwähnt acht solcher Walzen auf einer Dammbaustelle.

3. Anwendungen aus dem Gebiet des Straßenbaues. Wie sehr das dauernde Befahren eines frisch ge-

Teerstraßen werden auf die vorher geschilderte Weise geschüttet, eingeebnet und zum Schluß mit dünnen Lagen Kies-sand eingewalzt (Abb. 16). Dann werden sie in 24 Std. Zeitabstand zweimal geteert mit einem Sprengwagen nach Abb. 17. Einen Eindruck einer solchen fertigen Teerstraße vermittelt Abb. 18.

Für das Schneefreihalten der Straßen haben die State Highway Departments der nördlichen Staaten eine Menge Schneepflüge lagern (Abb. 19). Die größten davon mit aufklappbaren Pflugscharen sind im Sommer in einer Garage untergebracht.

Die Wellen, die sich unter dem Verkehr auf den Teerstraßen

bilden, werden durch Vorrichtungen, die an Lastautos aufgehängt sind (Abb. 20), auf einfache Weise abgeholt.

In verkehrsreichen Teilen New Yorks gehen neue Straßen-

(Gneis), der durch Luftdruckbohrung und Sprengen beseitigt (Abb. 21 u. 22) und dann ebenfalls durch Autos abgefahren wird (Abb. 23).



Abb. 17.



Abb. 18.



Abb. 22.



Abb. 19.

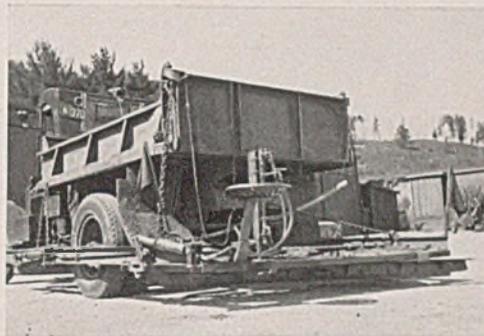


Abb. 20.



Abb. 21.



Abb. 23.

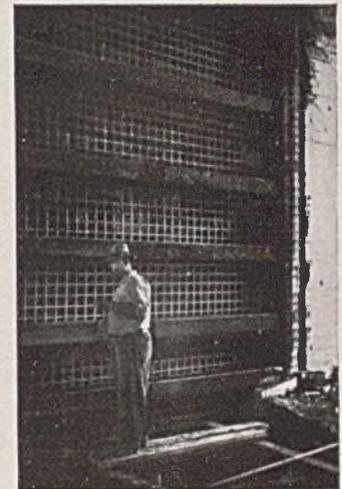


Abb. 24.

durchbrüche unter vorhandenen Straßen und den Häusern hindurch, wobei sorgfältige Unterfangungen notwendig werden. Glücklicherweise steht bis auf 2—3 m unter Gelände Fels an

Die Widerlager der Brücken im Fels werden aufgelöst. Die Wand zwischen den Stützen braucht nur durch eine „torkretierte“ Wand als Schürze gebildet zu werden (Abb. 24).

DIE BEFÖRDERUNG DES BAUGERÄTES MIT TRAKTOREN.

Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Müller, T. H., Berlin.

Die Kosten für die Beförderung der Baugeräte bilden einen nicht unerheblichen Anteil der Selbstkosten für die Verwirklichung des Bauvorhabens. Während jedoch die Kosten für die Beförderung auf der Eisenbahn durch Tarife festgelegt sind, sind die Selbstkosten für die Gerätebeförderung mit Kraftwagen aus dem Aufwand an Zeit, Weg, Betriebsstoff und der Zahl der an dem Transport beteiligten Arbeiter zu berechnen. Auch hat man sich vorher über die Betriebsgestaltung Klarheit zu verschaffen, ob man Lastkraftwagen oder Traktoren mit Anhänger wählen soll. Jedoch ist bei Nahtransporten, um die es sich bei der Beförderung vom Bahnhof zur Baustelle meist handelt, stets der Schlepper mit seiner Trennung der Nutzlast von der Zugkraft gegenüber dem Lastkraftwagen vorzuziehen, da letzterer durch die allzulangen Be- und Entladezeiten nicht ausgenutzt wird. Um die Kosten für die

Leistungseinheit zu senken, wird man eine ununterbrochene Förderleistung des Schleppers durch einen Pendelverkehr zu erreichen versuchen.

Es wird für die Organisation eines solchen Pendelverkehrs und zur Beurteilung der zu erzielenden Leistung wertvoll sein, dem Unternehmer einige Anhaltspunkte für die Betriebsgestaltung zu geben, denn es ist hierbei anzustreben die Wartezeiten 1. des Personals auf das Be- und Entladen und 2. des Schleppers auf das Fertigladen seines Anhängers möglichst zu vermeiden. Die Verschiedenartigkeit der Betriebsverhältnisse in jedem Einzelfall machen für die Planung ein Rechnungsverfahren erforderlich.

Beim Pendelbetrieb ist ein Schlepper mit 1 Anhänger unterwegs, 1 Anhänger wird beladen und 1 Anhänger entladen. Man kann dieses Wechselsystem auch mit 3 An-

hänger p a a r e n durchführen. Bei der gesamten Fördermenge F Tonnen und bei f Tonnen der Nutzlast eines Schleppzuges ist die Anzahl der Doppelfahrten $n = F : f$. Die Gesamtförderzeit ist $T = n (t_h + t_r + 2 t_k) : 60 = n \cdot T_u : 60$ Std. Hier ist $t_h + t_r$ min die Fahrzeit für Hin- und Rückfahrt, $t_k = 6-9$ min die Zeit für das Umkuppeln. Die Umlaufzeit des Schleppers ist $T_u = t_h + t_r + 2 t_k$ min. Innerhalb der Zeit $t_h + t_r + t_k = T_1$, also der Ladezeit muß be- bzw. entladen sein, andernfalls muß das Personal oder der Schlepper warten. Der Kleinstwert der für das Umkuppeln zur Verfügung stehenden Zeit t_k ist entweder aus $t_k = T_u - T_1$ oder aus $t_k = 0,5 (T_u - t_h - t_r)$ zu ermitteln und darf den oben angegebenen Wert nicht unterschreiten.

Für das Auf- bzw. Abladen der Geräte sind nach meinem Buch: „Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten“ Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin, vorzusehen:

	Spurweite	
	60 cm	90 cm
für Lokomotiven	4,0 Std./t	5,0 Std./t
„ Kippwagen einschl. Einsetzen ins Baugleis	4,0 „	5,5 „
„ Schienen und Kleineisenzeug	0,8 „	1,5 „
„ Weichen	1,0 „	1,6 „
„ Schwellen	1,3 „	1,7 „
„ Baubuden, Kleingeräte usw.	0,6 „ bis	0,8 „
„ Bagger	4,0 „	5,0 „

Das Einsetzen der Lokomotiven und Kippwagen ins Gleis ist in diesen Zeiten mit enthalten, nicht aber das betriebsfertige Herrichten der Lokomotiven und das Zusammenbauen von Ober- und Unterwagen. Für Umladen sind die 1,5 fachen Zeiten einzusetzen. Ein Ladetrupp besteht zweckmäßig aus 1 Vorarbeiter und 7 Mann.

Die Zeiten für Hin- und Rückfahrt sowie der Rohölverbrauch können mittels des nachstehenden Betriebsdiagramms Abb. 2 bestimmt werden. Aus der Fahrzeit wird der Betriebsplan (Fahrplan) aufgestellt (Abb. 4). Die von der Zeit abhängigen Kosten werden aus dem Betriebsplan errechnet. Aus der Wegstrecke sind die vom Weg abhängigen Kosten und aus dem Rohölverbrauch die Betriebsstoffkosten zu ermitteln (s. Beispiel).

Als Grundlage dient das für den Motor des Schleppers herausgegebene Normaldiagramm (Abb. 1), das auf dem Prüf-

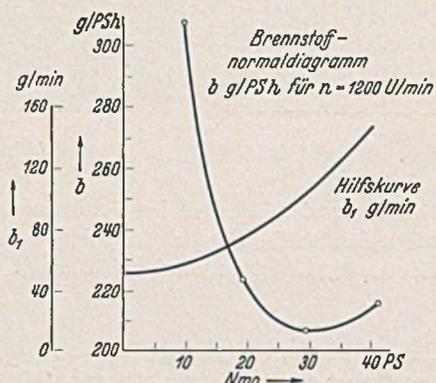


Abb. 1. Hanomag Diesel-Schlepper 36/40 PS.

stand aufgenommen wurde und für die konstante Drehzahl des Motors den Rohölverbrauch b g/PS h für die Motorleistungen N_{mo} PS angibt. Aus dieser Normalkurve berechnet man für die verschiedenen Leistungen den Rohölverbrauch $b_1 = b \cdot N_{mo} : 60$ g/min und trägt diese Werte über der waagerechten N_{mo} -Achse des Normaldiagramms als *Hilfskurve* auf. Außer der Normalkurve sind von der Herstellerfirma noch die Geschwindigkeiten V km/h für die verschiedenen Gänge des Schleppers angegeben. Zwischen den Leistungen N_{mo} des Normaldiagramms und den Ganggeschwindigkeiten V besteht für die Zugkräfte am Triebumfang Z_t kg die Beziehung $N_{mo} = Z_t \cdot V : 270 \cdot \eta$ PS. Hier ist η der mechanische Wirkungsgrad für die Kraftübertragung vom Motor zum Trieb. Für den direkten Gang (z. B. III. Gang) ist $\eta = 0,82$ für den II. Gang $\eta = 0,8$ und für den I. Gang $\eta = 0,78$ zu setzen.

Bei gleichförmiger Fahrgeschwindigkeit ist $Z_t = G (\pm s + w)$ kg also die Zugkraft gleich dem Fahrwiderstand. Hier ist G das Gewicht von Schlepper + Anhänger, $+ s^0/00$ die Steigung $-s^0/00$ Gefälle und w der Rollwiderstand der von der Straßenbefestigung abhängt. Es ist für gutes Großpflaster $w = 20-30$ kg/t, für schlechtes $w = 40$ kg/t, für Kleinpflaster $w = 15$ kg/t, für Teerdecken $w = 20$ bis 25 kg/t, für Beton- und Asphaltstraßen $w = 12,5$ kg/t, für Erdwege $w = 80$ bis 100 kg/t.

Zur Ermittlung der Fahrzeit und des Rohölverbrauchs für die Schleppfahrten dient das Betriebsdiagramm (Abb. 2). Es besteht

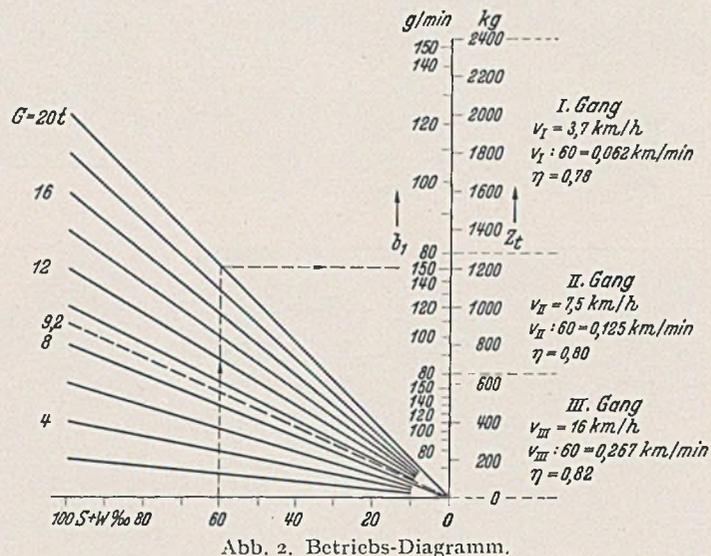


Abb. 2. Betriebs-Diagramm.

aus einem Strahlenbüschel und einer Doppelskala. Man zeichnet das Strahlenbüschel, um für die verschiedenen Fahrgewichte, Neigungen und Rollwiderstände die Zugkraft $Z_t = G (s + w)$ abzulesen. Seine waagerechte Achse ist nach den Werten $s + w^0/00$ unterteilt und jeder Strahl entspricht $2 t$ Fahrgewicht. Maßstab für $s + w = 10^0/00 = 1$ cm. Für $s + w = 100$ kg/t und $G = 10 t$ ist $G (s + w) = 10 \cdot 100 = 1000$ kg. Errichtet man in $s + w = 100^0/00$ für $G \cdot (s + w) = 1000$ kg als Höhe 5 cm und zieht von dem oberen Punkt zum o-Punkt einen Strahl, so ist dieser derjenige für $G = 10 t$. Entsprechend zeichnet man die Strahlen für die anderen Fahrgewichte. Im Pol des Strahlenbüschels errichtet man die senkrechte Doppelskala, deren eine Seite nach den Zugkräften im vorgenannten Maßstab $1 \text{ cm} = 200 \text{ kg}$ unterteilt ist und deren andere wie nachstehend beschrieben den Rohölverbrauch je Minute angibt. Für die angegebene Höchstleistung des Motors (hier $N_{mo} = 36$ PS für die Schaltgeschwindigkeiten und $N_{mo} = 40$ PS für das Anfahren) berechnet man nach der Gleichung $Z_t = \eta \cdot 270 \cdot N_{mo} : V$ kg für die einzelnen Ganggeschwindigkeiten die Höchstzugkräfte, bei denen umgeschaltet wird. Darnach ist die Skala in die zu jedem Gang gehörenden Zugkräfte unterteilt. Diese Unterabschnitte werden noch nach dem minutlichen Rohölverbrauch unterteilt. Dies geschieht wie folgt:

Für die b_1 -Werte von 10 zu 10 g/min liest man in der Hilfskurve die Abszissen N_{mo} ab, die man in die Gleichung $Z_t = \eta \cdot 270 \cdot N_{mo} : V$ einsetzt. Alle diese N_{mo} -Werte werden mit dem Quotient jedes Ganges $\eta \cdot 270 : V$ multipliziert. Für die hiernach berechneten Z_t -Werte zieht man in der Doppelskala Teilstriche, an die man nach der Hilfskurve die zugehörigen Werte b_1 g/min von 10 zu 10 g/min für jeden Gang schreibt.

In dem Strahlenbüschel macht man die Strahlen für das Fahrgewicht der Hin- und Rückfahrt kenntlich und kann für jede Neigungsstrecke des Längenprofils und den zugehörigen Rollwiderstand den Weg $V : 60$ km/min und den Brennstoffverbrauch b_1 ablesen. Ein Ablesebeispiel ist in Abb. 2 für $G = 20$, $s + w = 60^0/00$ eingetragen. Man liest an der Doppelskala hierfür $V : 60 = 7,5 : 60 = 0,125$ km/min sowie $b_1 = 150$ g/min ab. Mit dem Rechenschieber erhält man dann für die Länge 1 km der Neigungsstrecke deren Fahrzeit $T = 1 \cdot 60 : V$ min und als Brennstoffverbrauch $B = b_1 \cdot T$ g. Diese Werte werden für die ganze Strecke in einer

Fahrtabelle addiert (s. Beispiel). Wegen der geringen Geschwindigkeiten kann man vom Luftwiderstand sowie von den Zuschlägen für Anfahren und Bremsen absehen. Bei Gefällen $s > w$ ist der Kleinstwert für b_1 der Hilfskurve $N_{mo} = 0$ einzusetzen, das Betriebsdiagramm ist einmal für jeden Traktortyp zu entwerfen. Das Längenprofil der Straße entnimmt man einem Schichtplan 1:10 000 oder dem Meßtischblatt 1:25 000. Die Neigungen der einzelnen Abschnitte sind in die Fahrtable einzutragen. Ist der Neigungsunterschied der benachbarten Neigungen (Steigung und Gefälle) kleiner als 5‰, so kann man die Neigungsstrecken bis zu 5 km für eine mittlere Neigung zusammenfassen. Bei einer Gesamtlänge von 2,5 km, kann man die Neigungen bis zu 10‰ Neigungsunterschied mitteln.

Beispiel:

Ein Beispiel aus der Praxis soll Fahrzeit- und Rohölermittlung, und die Aufstellung des Betriebsplans (Abb. 4) sowie der Kostenrechnung zeigen. Die Baustelle eines Bauleses einer Autobahn ist 2,1 km vom Bahnhof B entfernt (Abb. 3). Das Baugerät für 60 cm Spurweite soll von der Freiladestraße des Bahnhofs von einem Hanomag-Traktor 36/40 PS, dessen Normaldiagramm gegeben ist, und mit 6 Lindner-Anhängern befördert werden. Zur Ermittlung des Längenprofils dient nach Abb. 3 ein Schichtplan 1:10 000. Die Straßenbefestigung besteht aus schlechtem Steinpflaster ($w = 40 \text{ kg/t}$). Die letzten 40 m sind Erdweg mit Bohlenbelag ($w = 100 \text{ kg/t}$). Eigengewicht des Traktors 3,8 t. Ganggeschwindigkeiten $V_I = 3,7 \text{ km/h}$, $V_{II} = 7,5 \text{ km/h}$, $V_{III} = 16 \text{ km/h}$. Eigengewicht eines zweiachsigen Anhängers 2,7 t, Nutzlast 7,0 t.

Fahrtabellen:

Fahrt zur Baustelle, 2 Anhänger beladen (80%), $G = 3,8 + 2 \cdot 0,8 \cdot 7 + 2 \cdot 2,7 \approx 20 \text{ t}$.

Station km	1 km	s ‰	w ‰	s + w ‰	V: 60 km/min	b_1 g/min	t min	B g
0								
0,75	0,75	+ 0,0	+ 40,0	+ 40,0	0,125	95	6,00	520
1,33	0,58	+ 8,6	+ 40,0	+ 48,6	0,125	112	4,64	570
1,82	0,49	+ 20,0	+ 40,0	+ 60,0	0,125	150	3,92	580
1,92	0,10	+ 50,0	+ 40,0	+ 90,0	0,062	108	1,61	174
2,08	0,16	+ 20,0	+ 40,0	+ 60,0	0,125	150	1,28	192
2,12	0,04	+ 0,0	+ 100	+ 100	0,062	124	0,60	74

$$t_h = 18,05 \quad 2110 = \sum B$$

Fahrt zum Bahnhof, 2 Anhänger leer. $G = 3,8 + 2 \cdot 2,7 = 9,2 \text{ t}$.

Station km	1 km	s ‰	w ‰	s + w ‰	V: 60 km/min	b_1 g/min	t min	B g
2,12								
2,08	0,04	+ 0,0	+ 100	+ 100	0,125	108	0,31	34
1,92	0,16	- 20,0	+ 40,0	+ 20,0	0,267	60	0,60	36
1,82	0,10	- 50,0	+ 40,0	- 10,0	0,267	36	0,38	14
1,33	0,49	- 20,0	+ 40,0	+ 20,0	0,267	60	1,84	110
0,75	0,58	- 8,6	+ 40,0	+ 31,4	0,267	78	2,17	169
0	0,75	+ 0,0	+ 40,0	+ 40,0	0,267	95	2,81	267

$$t_r = 8,11 \quad 730 = \sum B$$

Der Transport wird so ausgeführt, daß immer zwei Anhänger beladen, zwei entladen werden und zwei unterwegs sind.

Für das Beladen wird für jeden Wagen eine Kolonne von sieben Mann mit einem Vorarbeiter gestellt, für das Entladen eine Kolonne von 5 Mann.

Zunächst wird das Baubudenmaterial und das Kleingerät befördert. Hierbei kann die zulässige Nutzlast geladen werden, es

sind daher für die 40 t 3 Fahrten erforderlich. Rechnet man 0,6 Std./t Ladezeit, so dauert das Beladen eines Zuges bei 16 Mann Belegschaft und 13,5 t für das Anhängergaue $0,6 \cdot 13,5 \cdot 60/16 = 30,5 \text{ min}$. Wählt man als Umlaufzeit eines Schleppzuges $T_u = 40 \text{ min}$ so steht als Kuppelzeit $t_k = 0,5 (T_u - t_h - t_r) = 0,5 (40 - 18,1 - 8,1) = 6,9 \text{ min}$ zur Verfügung. Die Gesamtzeit für die Beförderung der Baubuden und des Kleingerätes beträgt $3 \cdot 40 = 120 \text{ min}$.

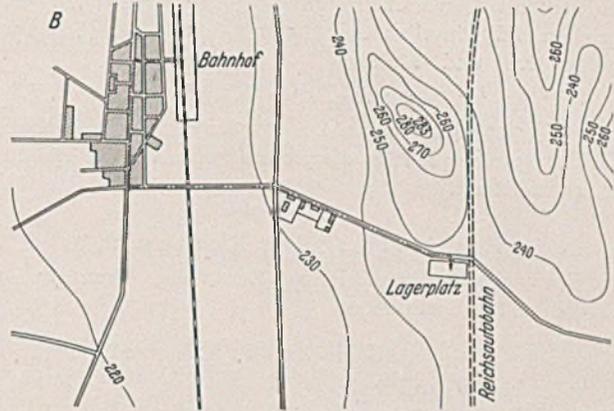


Abb. 3.

Sodann werden die Schienen mit den dazugehörigen Klein-eisenzeug verladen. Es sind insgesamt 106 t. Werden die Anhänger mit 80% Nutzlast geladen, so sind $106/2 \cdot 7 \cdot 0,8 = 10$ Fahrten erforderlich. Die Ladezeit eines Zuges ist dann bei 0,8 Std./t $0,8 \cdot 14 \cdot 0,8 \cdot 60/16 = 33,5 \text{ min}$. Gewählt wird wieder eine Umlaufzeit von 40 min. Maßgebende Kuppelzeit $t_k = T_u - T_1 = 40 - 33,5 = 6,5 \text{ min}$. Gesamtförderzeit für diesen Transport $10 \cdot 40 = 400 \text{ min}$.

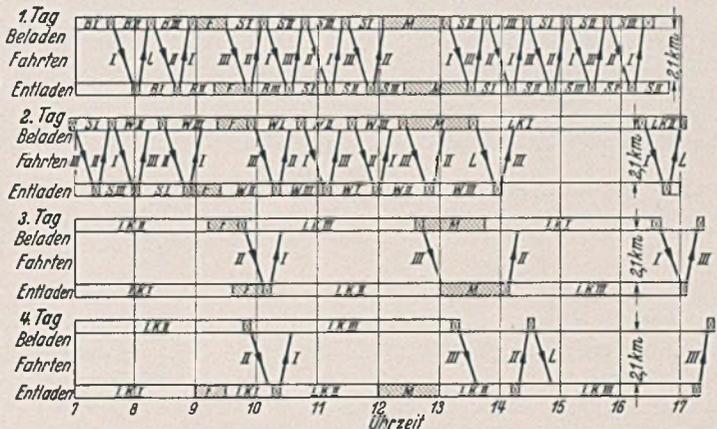


Abb. 4. Betriebsplan.

Weiterhin sind ungefähr 55 t Weichen und Schwellen zu befördern. Bei 80% der Nutzlast sind $55/0,8 \cdot 14 = 5$ Fahrten nötig. Bei 1,0 Std./t wird die Ladezeit eines Zuges $1,0 \cdot 14 \cdot 0,8 \cdot 60/16 = 42 \text{ min}$. Als Umlaufzeit eines Schleppzuges werden 50 min gewählt. Maßgebendes $t_k = 50 - 42 = 8 \text{ min}$. Gesamtförderzeit 250 min.

Das Verladen der Lokomotiven und Muldenkipper dauert etwa 4,0 Std./t, daher können nur wenig Fahrten während dieser Zeit gemacht werden. Fahrer und Beifahrer sind daher schlecht ausgenutzt. Insgesamt müssen 3 Lokomotiven und 66 Muldenkipper (davon 6 mit Bremse) mit einem Gewicht von $3 \cdot 9 + 60 \cdot 0,6 + 6 \cdot 0,65 = 66,9 \text{ t}$ befördert werden. Hierfür sind bei 80% Ausnutzung der Tragfähigkeit $66,9/0,8 \cdot 14 = 6$ Fahrten erforderlich. Die Ladezeit eines Zuges ist $4 \cdot 14 \cdot 0,8 \cdot 60/16 = 168 \text{ min}$. Bei einer Kuppelzeit von 7 min ist die Gesamtförderzeit der Lokomotiven und Muldenkipper $(168 + 7) \cdot 6 = 1050 \text{ min}$.

Zusammenstellung der Fahrten und Fahrzeiten:

Gerät	Gewicht	Anzahl der Fahrten	Lade- u. Kuppelzeit	
			einzel	zusammen
B Baubuden u. Kleingerät . .	40 t	3	40 min	120min
S Schienen mit Kleineisenzeug	106 t	10	40 „	400 „
W Weichen und Schwellen . .	55 t	5	50 „	250 „
Lk { Lokomotive und Muldenkipper	66,9 t	5	175 „	1050 „

Gewicht: 267,9 t; 24 Fahrten; Dauer 1820 min = 4 Tage. Hier-nach ist der Betriebsplan für die Gerätegruppen B, S, W und Lk in Abb. 4 gezeichnet.

Ermittlung der Kosten¹:

Die Gesamtkosten setzen sich aus Zeit-, Weg-, Brennstoff- und Geschäftsunkosten zusammen.

Zeitkosten:

Hanomag-Traktor 36/40 PS ein-schließlich Bereifung kostet . .	8 595,— RM	
6 Lindneranhänger zweiachs-gig Typ „F“ einschl. Bereifung . .	20 100,— RM	je 3 350,— RM
	<u>28 695,— RM</u>	
Bereifung der Zugmaschine vorn 28,5, hinten 40,8 (doppelt) . .	1 345,— RM	
Bereifung der Anhänger je 8 Räder 32,6 1/2" je 1232 RM zu-sammen.	7 400,— RM	

Verzinsung des halben Kapitals.

Bei 6% Zinsen sind $0,5 \cdot 28 695 \cdot 6/100 = 861,—$ RM aufzuwenden. Beträgt der Abschreibungssatz des Zuges ohne Bereifung für jähr-lich 5000 km 11% und jede weiteren 5000 km weitere 2% bis zu 25% bei 40 000 km, so ergibt sich die Abschreibung bei 15 000 km pro Jahr für die Zugmaschine und je einem Drittel für jeden Wagen:

Abschreibung für Zugmaschine 0,15 (8595—1442) . .	1 050,— RM
für die Anhänger 0,13 (3350—1145) · 6	1 725,— RM
	<u>2 775,— RM</u>
Steuer im Jahr für Zugwagen	315,— RM
Anhänger steuerfrei	
Haftpflichtversicherung für Zugmaschine	168,— RM
für Anhänger 6,100	600,— RM
Kaskoversicherung für Zugmaschine	210,— RM
für Anhänger 6 · 80.	<u>480,— RM</u>
	1 773,— RM

Wochenlohn 1. für den Fahrer einschl. Sozialbeiträge usw. 50,— RM, im Jahr	2 600,— RM
2. für den Bremser des 2. Anhängers 45 RM, im Jahr	2 360,— RM
	<u>4 960,— RM</u>

Kosten für Unterstellen von Zugmaschine und Wagen im Jahr	800,— RM
---	----------

¹ Vgl. Müller, W.: Die Autobahn (1934) Nr. 9.

Summe der festen Jahreskosten:

Zinsen	861,— RM	
Abschreibung	2 775,— RM	
Steuer	315,— RM	Die Betriebspflege wird vom
Haftpflicht	768,— RM	Fahrer und Bremser übernom-
Kasko	690,— RM	men und verursacht keine wei-
Garage	800,— RM	teren Kosten.
Lohn	<u>4 960,— RM</u>	
Jahreskosten	11 169,— RM	

Der Anteil der Jahreskosten würde für die vier Tage bei höchstens 280 Fahrtagen je Jahr dann $11 169 \cdot \frac{4}{280} = 143,—$ RM.

Wegkosten:

Die Zugmaschine hat ungefähr 100 km zurückzulegen, die An-hänger je 35 km. Bei Unterhaltungskosten von 2,4 Pf./km (An-gabe der Hanomag) für die Zugmaschine ohne Bereifung und für jeden Anhänger ohne Bereifung stellen sich die Kosten hierfür auf:

$$\begin{aligned} 0,024 \cdot 300 &= 7,20 \text{ RM} \\ 6 \cdot 0,024 \cdot 35 &= 5,05 \text{ RM} \\ \hline &12,25 \text{ RM} \end{aligned}$$

Bereifungskosten bei einer Lebensdauer von 40 000 km und einem Zuschlag von 10% für Reifenunterhaltung:

$$\begin{aligned} \text{für Zugmaschine } 300 \cdot 1,1 \cdot 1232/40 000 \cdot 300 &= 11,20 \text{ RM} \\ \text{für Anhänger } 35 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 1232/40 000 \cdot 35 &= 7,10 \text{ RM} \\ &= 18,20 \text{ RM} \end{aligned}$$

Schmierölkosten:

$$\begin{aligned} \text{für Zugmaschine und Wagen je } 0,7 \text{ kg/100 km} & \\ \text{für Zugmaschine daher } 0,7 &= 0,7 \text{ kg} \\ \text{für Anhänger } 6 \cdot 0,35 \cdot 0,7 &= 1,4 \text{ kg} \\ &= 2,1 \text{ kg } 2,1 \text{ je } 1,2 = 2,5 \text{ RM} \end{aligned}$$

Wegkosten zusammen: $12,25 + 18,30 + 2,50 =$ ungefähr 32,50 RM.

Brennstoffkosten:

Brennstoffverbrauch bei 24 Rundfahrten und einem Ver-brauch von 3 kg/Rundfahrt 3 · 24	= 72 kg
Leerrundfahrt der Maschine	2 kg
Zuschlag für Abholen und Bringen	<u>6 kg</u>
	80 kg

Kosten daher $80 \cdot 0,19 =$ ungefähr 16,— RM.

Selbstkosten des Unternehmers:

Jahreskostenanteil	143,00 RM
Wegkosten	32,50 RM
Brennstoffkosten	<u>16,00 RM</u>
	191,50 RM

Bei einem Zuschlag von 20% für Geschäftsunkosten und Ge-winn belaufen sich die Kosten für den Transport auf:

$$191,50 \cdot 1,2 = 230,— \text{ RM.}$$

Hierzu kommen noch die Be- und Entladekosten aus den Lade und Entladezeiten, der Arbeiterzahl und den Personalkosten je Stunde und Kopf.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Neuere französische Flugzeughallen.

Der Flugzeughallenbau ist zur Zeit noch im Fluß und zwar sowohl hinsichtlich der Abmessungen, bedingt durch die Entwicklung der Flug-zeuge, als auch hinsichtlich der allgemeinen Gesichtspunkte, nach denen die Planung zu erfolgen hat. Die Baustoffe, die hauptsächlich für den Bau von Flugzeughallen benutzt werden, sind Stahl und Eisenbeton. Der Stahl hat gegenüber dem Eisenbeton den Vorteil des geringeren Gewichts, jedoch den Nachteil größerer Unterhaltungsbedürftigkeit. Daher wird

der Eisenbeton als Baustoff hauptsächlich an der See verwendet, wo das Eisen besonders stark der Korrosion ausgesetzt ist. Günstig ist die Eisenbauweise hinsichtlich der Fundierung, da sich bei schwierigen Gründungen das geringere Gewicht gegenüber dem Eisenbeton günstig auswirkt. An der See wird aber wegen der korrodierenden Wirkung der Seeluft auch bei schlechtem Baugrund Eisenbeton gern verwendet.

Der französische Autor behauptet, daß der Bau von Stahlkonstruk-tionen schneller ausgeführt werden kann als der von Eisenbetonkonstruk-

tionen, und daß dieser Gesichtspunkt gelegentlich die Wahl des Baustoffes beeinflusst. Der Grundtyp der Flugzeughallen ist eine Halle mit viereckigem Grundriß, mit drei geschlossenen Wänden und einer Toröffnung. In Frankreich ist man jedoch auch zum Bau von Hallen gleichen Grundrißtyps, mit zwei und mehr Toröffnungen übergegangen. Die Auf-

lagerpunkte solcher Hallen können entweder längs den äußeren Wänden oder im Innern der Hallen angeordnet sein. Im folgenden werden einige Beispiele von charakteristischen Hallen, die im Laufe der letzten Jahre gebaut sind oder sich zur Zeit in Ausführung befinden, kurz geschildert:

Eisenbetonhallen bei d'Hourtin (Abb. 1).

Grundrißform $55,5 \times 30$ m, lichte Torhöhe 10,50 m, seitliche Anbauten von je 6 m Breite. Das Tor befindet sich in der langen Rechteckseite. Die Dachhaut besteht aus einer 5 cm starken Eisenbetonplatte, deren Lasten von Eisenbetonfachwerkträgern mit horizontalem Unter- und parabolischem Obergurt übernommen werden. Konstruktionshöhe des Binders in der Mitte 8 m.

Eisenbetonflugzeughallen bei Saint Raphael.

Die Halle hat eine Grundrißfläche von 120×60 m. Es sind zwei

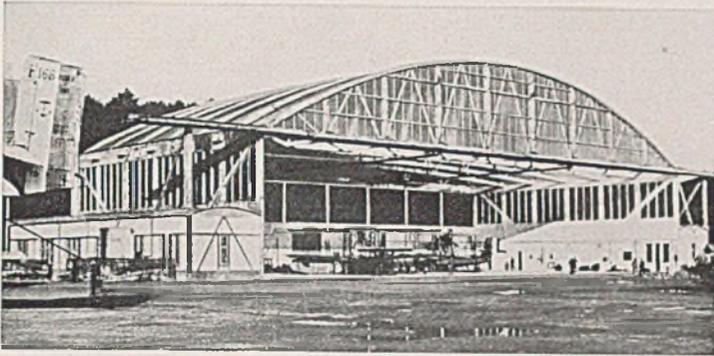


Abb. 1.

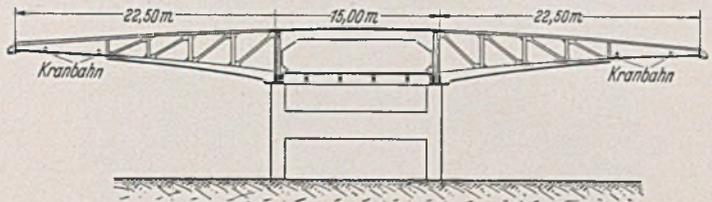


Abb. 2.

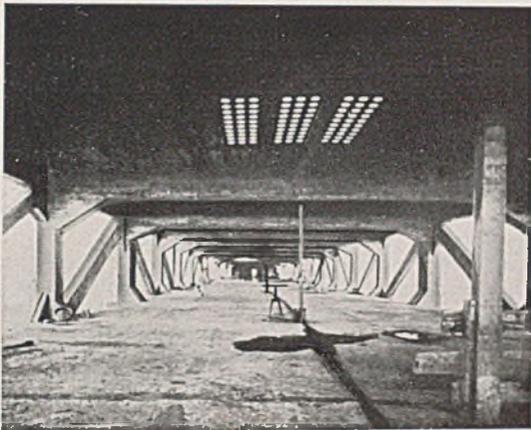


Abb. 3.

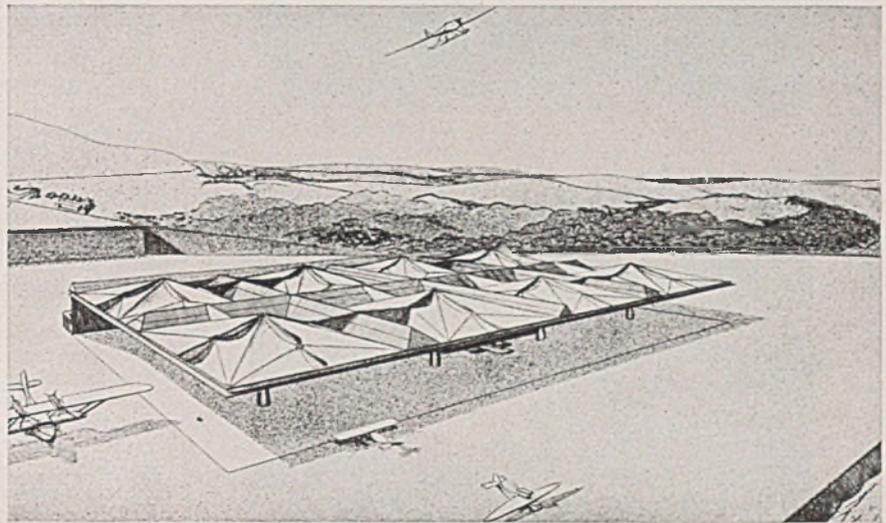


Abb. 5.

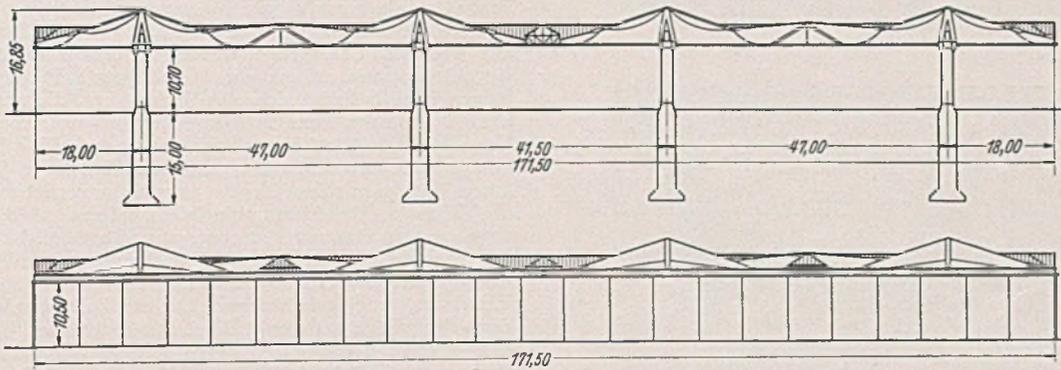


Abb. 6.



Abb. 4.

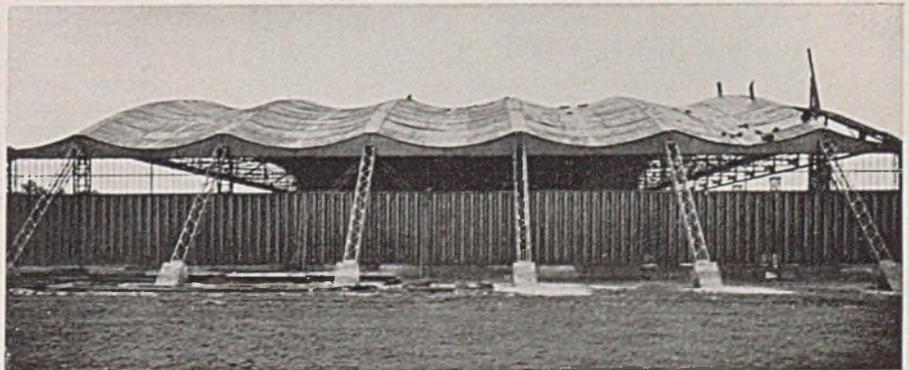


Abb. 7.

Tore in den beiden Längsseiten in Form von Schiebetoren angeordnet, die auf drei Schienen laufen, so daß im Höchsthalle 2/3 jedes Tores geöffnet werden kann. Lichte Torhöhe 10,50 m. Das Tragwerk ist im Querschnitt in Abb. 2 dargestellt und besteht aus 2 Konsolträgern, die

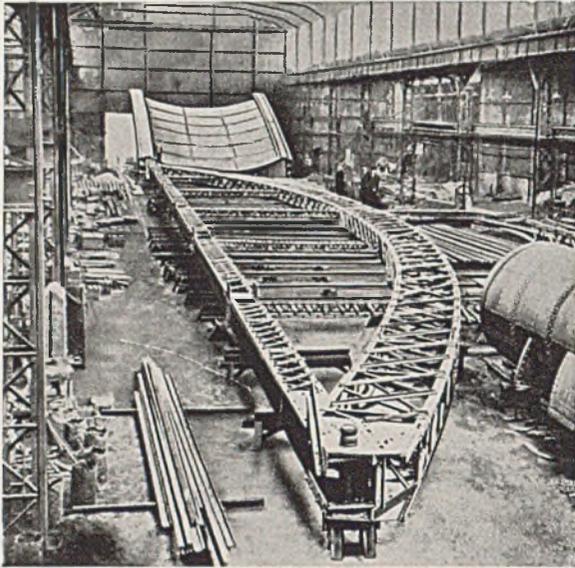


Abb. 8.

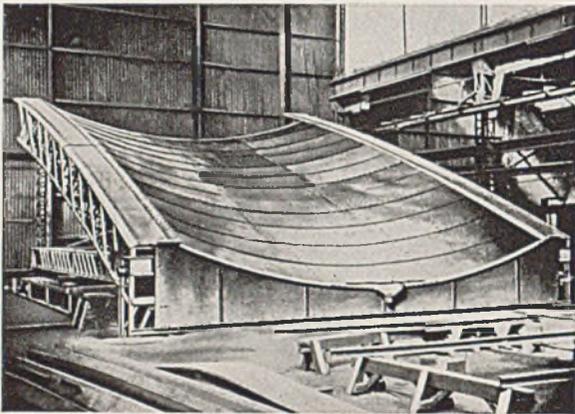


Abb. 9.

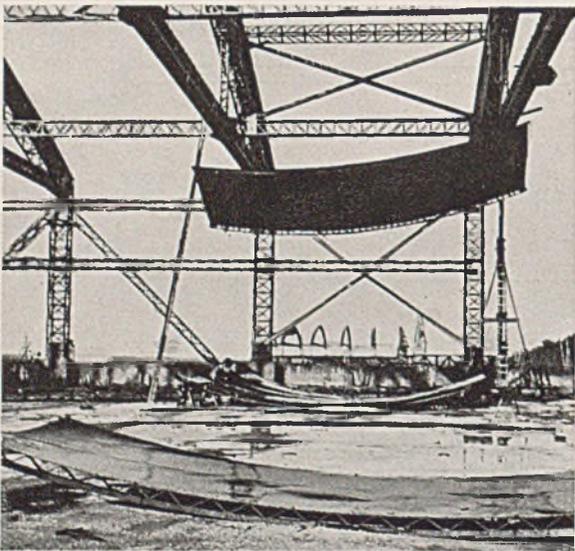


Abb. 10.

jeweils in einen kräftigen vierseitigen geschlossenen Eisenbetonrahmen eingespannt sind. Die Viereckrahmen sind ihrerseits in der Längsrichtung durch Fachwerkträger von 24 m Spannweite gehalten. Abb. 3 und 4 zeigen Innenansichten.

Eisenbetonflugzeughalle bei Lanvéoc Poulmic (Abb. 5).

Die Halle hat eine Grundrißfläche von 171,50 m Länge und 88,50 m Tiefe. Dieser für deutsche Begriffe außerordentlich große Flugzeughallenraum von über 15 000 m² Fläche ist durch keine Brandmauer unterteilt. Die Halle hat auf drei Seiten Tore. Es sind Schiebetore mit einem System von zwei Schienen, so daß zu gleicher Zeit die Hälfte der Torfläche geöffnet werden kann. Die Belichtung erfolgt durch Shedaubauten. Das Tragsystem besteht aus einem rechteckigen vollen Balkenrost, der seine Lasten auf 8 Stützen, die jeweils 47 m bzw. 41,50 m voneinander entfernt sind, überträgt. Die Dachhaut ist in 8 Felder aufgeteilt, entsprechend der Stützeneinteilung und der Shedanordnung. Die einzelnen Felder sind in einer etwas sonderbar anmutenden Pyramiden- oder Kuppel- oder Regenschirmform aus Eisenbeton ausgeführt. Näheres hierüber ist nicht angegeben. Bezweckt ist vielleicht eine Tarnung durch erdhügelartige Formen. Abb. 6 zeigt Schnitt und Ansicht.

Stahlhallentyp Jeumont-Daydé. Abb. 7.

Die Abmessungen der Halle betragen in der Längsseite 70 und in der Tiefe ein mehrfaches von 11 m (die Binder sind mit 70 m Spannweite in 11 m Abstand angeordnet). Die Binder bestehen aus Fachwerkbögen mit aufgehobenem Horizontalschub. Das Zugband ist ebenfalls als Gitterträger ausgebildet (Abb. 7 u. 8). Konstruktionshöhe beträgt 1,50 m, also etwa 1/50 der Spannweite. Bemerkenswert ist die Dachhaut, die aus 1,4 mm starkem hochwertigem Stahlblech besteht. Die Dachhaut überträgt ihre Last und die Schneelast durch Seilwirkung. Der Durchhang beträgt ca. 1 m. Die Bleche gelangen in Elementen von 11 x 10,20 zur Montage (Abb. 9 u. 10). Diese Elemente sind aus Blechen von 3,35 x 1,25 durch Schweißung bzw. Verschraubung zu den eben erwähnten Elementen zusammengesetzt und erhalten entsprechende Versteifungen. Der durch die Bleche ausgeübte Zug auf den jeweils letzten Binder wird durch einen Horizontalverband in die Giebelwände übertragen. Die Seitenwände der Halle bestehen ebenfalls aus Stahlblechen, so daß die Halle ganz aus Stahl gebaut ist. Abb. 10 zeigt einen Vorgang aus der Montage der Dachbleche.

(Nach L'Aviation Française, Hors-Série Science et Industrie, 1936.)
M e h m e l, Berlin.

Beiträge zur praktischen Bodenmechanik.

Die Internationale Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, die vom 22.—26. Juni 1936 in der Harvard-Universität in Cambridge/Mass. stattfand, brachte eine große Menge technischer Beiträge. Im folgenden sei einiges herausgegriffen, was von Interesse sein dürfte: Die Entnahme von ungestörten Sandproben aus Bohrlöchern macht Schwierigkeiten. Man hilft sich durch vorübergehende Verkittung der Sandkörner. In Holland wurde beim Bohren eines 22 m tiefen Bohrloches durch ein besonderes Rohr eine schnell koagulierende Asphalt-emulsion in den Sand gepumpt. So entstand am unteren Ende des Bohrloches ein verfestigter Körper, aus dem man nach zehn Tagen ungestörte, verkittete Sandproben entnehmen konnte. Im Laboratorium wurde die Kittmasse chemisch entfernt und so der Sand für die Untersuchung freigelegt. Die Genauigkeit dieser Entnahme ungestörter Proben wurde durch Vergleich mit normal (in Schürflöchern) entnommenen ungestörten Sandproben bestätigt. — Beim Straßenbau in Holland auf weichem Untergrund wurde zur Untersuchung des Bodens ein Kegeldruckmesser (Penetrometer) benutzt: In einem 3/4 zölligen, 1 m langen Rohr befindet sich eine Stahlstange, die unten eine Kegelspitze hat. Die Stange kann in dem Rohr auf- und abbewegt werden. Der Kegel hat eine Fläche von ungefähr 10 cm². Das Rohr wird in Stufen von je 1/2 m in den Boden getrieben. Bei jeder Stufe wird dann die innere Stange mit dem Kegel 15 cm tiefer getrieben mit etwa 12 mm in der Sekunde. Der hierzu erforderliche Druck wird an einem besonders angebrachten Manometer abgelesen und ermöglicht Vergleiche zwischen den einzelnen Tiefenlagen. Ein gleichmäßiges Eindringen des Kegels ist dabei wichtig, weil die elastischen und plastischen Böden bei verschiedenem schnellem Eindringen auch verschiedene Widerstandswerte geben (hydrodynamische Spannungen). Beim Straßenbau auf Ton wurde gefunden, daß eine Verformung des Tones eintrat, wenn die Last des Straßendammes drei Achtel des beim Versuch im Manometer abgelesenen Druckes betrug. Die Untersuchungen liefern bei vorsichtiger Verwendung Vergleiche und Schlüsse auf das mutmaßliche Verhalten der Böden. — Das Problem der Baugrundprüfung mit einfachen Geräten beschäftigt sehr viele Ingenieure. In Dänemark benutzt man einen anderen einfachen Kegelapparat mit Spiralfedern. Hierbei wird ein Kegel in die unberührte Oberfläche des Tones gedrückt. Die Länge der Eindrückung wird gemessen. Als Maßstab für die Beurteilung des Bodens gilt die Federkraft, die für eine Eindrückung von 10 mm aufzuwenden ist. Auf diese Weise können in kurzer Zeit viele Vergleichswerte gewonnen werden. Es erübrigt sich fast, zu erwähnen, daß die so gewonnenen Zahlenwerte nicht schematisch auf andere Bodenverhältnisse Anwendung finden können. — Interessant ist die technische Lösung für die Gründung des National Lottery Building in Mexiko City. Die Häuser zeigten dort erfahrungsgemäß sehr starke Setzungen. Beim Bau des obigen Gebäudes wurde nun soviel Boden unter der Fundierung ausgehoben, wie das ganze Gebäude wiegt, damit infolge Fehlens einer Zusatzbelastung spätere Setzungen vermieden wurden. Die Schwellung des durch den Aushub stark entlasteten Bodens wurde an besonders eingesetzten Tiefpegeln gemessen. Nach dem Aushub wurde die Sohle mit einer Lage von

Brettern belegt, die mit einer wasserdichten Haut bedeckt wurde. Hier-
auf lagen dicht nebeneinander, aber gegenseitig verschieblich, Eisenbeton-
balken, auf denen ein starrer Unterbau aus Eisenbetonbindern angeordnet
wurde. Diese Binder wurden mit Kies belastet, so daß das Gewicht von
Bodenplatte, Unterbau und Kies, gleich war dem berechneten Gewicht
des Hochbaues, des alten Gebäudes und des Aushubbodens. Man er-
wartete, daß durch die Überbelastung des Unterbaues die Konsolidation
beschleunigt und in wenigen Monaten ein Zustand der Stabilität erreicht
würde, bei welchem der Bau des Gebäudes ohne Störung des Gleich-
gewichtes im Boden vor sich gehen könnte. Dies traf zu und der Ballast
wurde mit Fortschreiten des Hochbaues entfernt. — Den Straßenbauer
dürften Maßnahmen zur Beschleunigung der Dammsetzung auf weichem
Untergrund interessieren, die in Kalifornien durchgeführt wurden. Es
wurde ein Entwässerungsrohr durch die Schüttung und den weichen
Untergrund in die darunterliegende undurchlässige Tonschicht ge-
trieben. Das Rohr wurde abgedichtet. Nach unten hatte es als Ver-
längerung ein sandgefülltes, durchlöcherteres Filterrohr. Das Aufsteigen
des Wassers im Entwässerungsrohr wurde gemessen als Kennzeichen
für den hydrodynamischen Druck infolge der aufgetragenen Belastung
durch die Schüttung. Der hydrodynamische Druck spielt eine wesent-
liche Rolle bei Rutschungen. Die Stabilisierung kann in solchen Fällen
nur durch besondere Entwässerungsmaßnahmen erreicht werden. Eine
Lösung ist hier auch z. B. das Anordnen von Sandpfählen zur Ent-
wässerung und seitlichen Verdichtung des weichen Bodens. Nach im
Laboratorium durchgeführten Versuchen konsolidiert die auf diese Weise
entwässerte Probe 20—25mal schneller, als die nicht entwässerte. Die
Maßnahme wurde mit Erfolg im großen wiederholt; die Setzung im Be-
reich der Sanddrains wurde stark beschleunigt. — Die Gründung von
Staumauer und Kraftwerk im Svir-Fluß (Rußland) brachte einige
Schwierigkeiten durch die Wirkung des Auftriebes, Rutschgefahr und
Setzungen. Der Untergrund an dieser Stelle besteht abwechselnd aus
Ton, Sand und tonigem Sand, ist also den Eigenschaften nach sehr
verschieden, teilweise fest, teilweise weich infolge noch ungenügender
Konsolidation. Die Sandschichten hielten artesisches Wasser. Zur Er-
höhung der Reibung in der Bodenfüge wurden auf der Ober- und Unter-
wasserseite Schürzen angeschlossen, die durch Sand bzw. Wasser be-
lastet waren. Der Auftrieb wurde durch Anordnung einer Sandschicht
unter dem Bauwerk unschädlich gemacht. Der Ton war außerordentlich
zusammendrückbar, seine Belastung hatte also starke Setzungen zur
Folge. Daher mußte man sich im voraus Klarheit verschaffen über das
Verhalten des Untergrundes unter der Belastung in den einzelnen Bau-
stadien und Füllungszuständen und darüber, welche Teilbewegungen man
zu erwarten hatte. Diesem Zweck diente eine große Reihe von Ödometer-
versuchen. Die Setzungsanalyse ergab unter Annahme eines homogenen
Bodens gegenüber der Wirklichkeit zu große Werte. Man konnte fest-
stellen, daß überall 35 % der berechneten Setzung der wirklichen Setzung
sehr nahe kam. Mit Rücksicht auf die zu erwartenden starken Be-
wegungen wurde das Betonieren des Baukörpers in einzelnen Blocks,
getrennt durch Fugen, vorgenommen. Auch zwischen Krafthaus, Mauer
und Schürzen wurden Fugen angeordnet. Die Fugen wurden später ver-
schlossen und mit Asphalt gedichtet. (Nach Engng. News-Rec. 117 (1936)
S. 114 und 270.)

Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

Praktische Anwendung der Bodenmechanik im Groß-Erdbau.

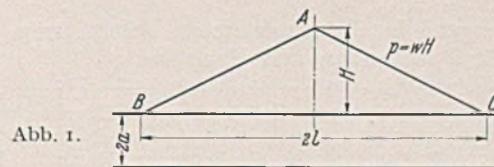
(Muskingum-Projekt, USA.)

Beim Bau von Erdstaudämmen zur Regulierung des Muskingum-
River in USA. wurden stark wechselnde geologische Verhältnisse vor-
gefunden, so daß als Baumaterial die verschiedensten Bodenarten zu
verwenden waren. Die Gründungen waren teilweise auf noch wenig
konsolidierten Ton- und Schluffböden auszuführen. Von vornherein war
klar, daß die sichere und wirtschaftliche Konstruktion der Dämme nur
durch Anwendung der neuesten Erkenntnisse aus der Bodenmechanik
und ergänzende Untersuchungen erreicht werden konnte. Daher wurden
Bodenlaboratorien und Feldprüfstellen eingerichtet, die schon bei den
Vorarbeiten in Tätigkeit traten. Die erste Erkundung der Bodenver-
hältnisse erfolgte durch Bohrungen und Bestimmung der Kornverteilung
und des natürlichen Wassergehaltes der Böden, wodurch eine grobe
Charakteristik und Klassifizierung erlangt wurde. Für später vorzuneh-
mende Bodenuntersuchungen wurden Bodenproben ungestört entnom-
men und sachgemäß gelagert. Nun konnten geologische Profile für die
Baustelle gezeichnet und ein Vorentwurf aufgestellt werden. Schon im
Vorentwurf ist das Verhalten von Bauwerk und Gründung in bezug auf
ihr Zusammenwirken zu untersuchen. Die Bodenuntersuchungen sind
zu erstrecken auf die Eigenschaften von Damm und Gründung bezüglich
Durchlässigkeit, Sickerung, Rutschung, Konsolidation, Scherfestigkeit
und Bodenpressung sowie Eignung des aus den Baugruben gewonnenen
Materials für den Bau. Die Untersuchungen über Sickerströmung be-
treffen einmal die Menge des Sickerwassers und zum andern den
Einfluß der Sickerströmung auf die Standfestigkeit, wobei letzteres bei
weitem das wichtigere Problem ist. Eine Behandlung der Sickerströmung
nach dem Darcyschen Gesetz, welches homogenes Material voraussetzt,
war nicht möglich, weil infolge der örtlichen Verhältnisse kein homogener
Boden vorhanden war. Eine Klärung wurde durch Modellversuche her-
beigeführt. Die Durchlässigkeitsziffer wurde zunächst für die einzelnen
Bodenarten in ihrem ursprünglichen Zustand bestimmt unter Verwen-

dung von ungestörten Proben. Für die Untersuchung des Gesamt-
systems der nicht-homogenen Schüttung im Modellversuch wurden ein
mit Glasfenstern versehener Versuchsbehälter (etwa 12 m lang, 1,80 m
tief und 0,90 m breit) und eine Glasrinne (etwa 4,30 m lang, 0,60 m tief
und nur rd. 4 cm breit) benutzt. Das Versuchsmaterial wurde so aus-
gewählt, daß das Verhältnis der Bodenarten untereinander richtig blieb.
Die Modellversuche ermöglichten die Beobachtung des Ausfließens des
Dammes und die Erkennung der Ursachen für den Bruch. Zur mengen-
mäßigen Auswertung der Versuche nach dem Darcyschen Gesetz wurde
ein Stromliniennetz gebildet. In dem großen Versuchsbehälter konnten
die Drucklinien an Manometern verfolgt werden; in der Glasrinne wur-
den die Stromlinien durch gefärbtes Wasser gekennzeichnet. Bei Ge-
legenheit dieser Versuche wurde gefunden, daß die 20% -Linie der Korn-
verteilungskurve für die Durchlässigkeit maßgebender ist, als andere
Korngrößen. Es wurde eine mittlere Kurve für die Abhängigkeit der
Durchlässigkeit von der Korngröße bei 20% aufgestellt, die für Über-
schlagsrechnungen gültig war und durch Pumpversuch bestätigt wurde.
Die Versuche wurden in großem Umfang durchgeführt. Ergab sich für
einzelne Bauabschnitte die Notwendigkeit einer genaueren Erfor-
schung oder Änderung, so wurden besondere Anordnungen nur für
diese eine Stelle untersucht. Auch zur Beurteilung der Gründung
und der Spannungsverteilung im Boden wurden besondere Boden-
untersuchungen durchgeführt. Das eine Problem bei der Gründung
ist die Setzung infolge Konsolidation des Baugrundes unter der Bau-
werkslast. Die Konsolidation geht bekanntlich je nach den Boden-
eigenschaften schnell oder sehr langsam (bis zu vielen Jahrzehnten)
vor sich. Wissen muß man den Gesamtbetrag der Konsolidation unter
der geplanten Last und den Betrag, der während des Baues eintritt, um
im voraus zu bestimmen, welche Scherspannung sich im Boden entwickelt
hat, wenn ein Teil der Belastung aufgebracht ist. Da Sand sehr schnell
konsolidiert, sind nur die feineren Böden, wie Ton und Schluff, zu unter-
suchen. Die Versuche ergeben den zeitlichen Fortschritt der Konsoli-
dation und die Abhängigkeit Spannung/Formänderung. Für das Bau-
werk sind die im Versuch ermittelten prozentualen Anteile der Setzungen
in den einzelnen Schichten zusammenzuzählen. Der zeitliche Betrag der
Konsolidation ändert sich mit dem Quadrat der Entfernung zwischen
den entwässernden Lagen. Wenn also die Bodenschicht 120 Zoll dick
ist und auf einer frei entwässernden Sandschicht liegt, die Probe beim
Versuch dagegen 1¼ Zoll dick zwischen Filtersteinen angeordnet ist, dann

dauert die entsprechende Konsolidation in der Natur $\frac{120^2}{1,25^2} = 9210$ mal

solange wie im Versuch. So kann man also den Betrag der Konsolidation
für die einzelnen Bau- und Zeitabschnitte ermitteln. Eine weitere Frage
ist die der Beziehung zwischen Spannung und Festigkeit. Zunächst
wurde die Scherfestigkeit des Materials bestimmt. Es ergeben sich die
bekannten Zusammenhänge zwischen Belastung, Scherfestigkeit und
hydrodynamischen Spannungen. Die Bauwerksspannungen müssen
unter der Scherfestigkeit des Materials bleiben. Zur Bauwerksspannung
war noch die Spannungsverteilung im Boden unter der Bauwerkslast zu
ermitteln. Abb. 1 zeigt ein Belastungsdiagramm. Der Belastungsunter-



schied zwischen A und B bzw. C muß durch Scherwiderstand in der
Gründung aufgenommen werden. Zwei Fälle werden betrachtet: 1. un-
begrenzte Tiefe des in Frage stehenden Materials. Für praktische Zwecke
sei als unbegrenzt eine Tiefe gleich oder größer als die Bauwerksbreite
angesehen, was für große Bauwerke selten paßt. Die Gleichung für die
maximale Scherspannung lautet: $e = 0,256 p$, hierin ist p der Druck
in der Mitte; 2. normalerweise ist die Tiefe der Bodenschicht kleiner,
als die Bauwerksbreite. Für den Fall, daß sie $1/10$ der Bauwerksbreite
nicht überschreitet, gibt Jürgenson die Formel: $e = \frac{pa}{L}$. Zwischen den

durch diese beiden Gleichungen gegebenen Grenzen wurde keine einfache
analytische Lösung der Spannungsverteilung entwickelt. Da die Lage
der Maximalspannungen durch die Formeln nicht angegeben wird, muß
man aus Sicherheitsgründen annehmen, daß diese dort angreifen, wo das
Material am wenigsten widerstandsfähig ist. In Ergänzung zu obiger
Rechnung wurde ein photo-elastisches Versuchsverfahren zur Ermitt-
lung der Spannungsverteilung angewandt. Als Modellstoff für den Bau-
grund wurde Gelatine gewählt, für den Damm selbst Schrotkugeln.
Abb. 2 zeigt den Versuch mit den Linien für die Spannungsverteilung.
Die Kontrolle der Versuchsergebnisse durch Rechnung ergab eine mitt-
lere Abweichung von 6%. Wenn in dem Punkt der maximalen Beanspru-
chung die Scherfestigkeit den äußeren Kräften gerade die Waage hält,
dann ist der Rest der Gründung unterbelastet und in der Lage, mehr
Belastung, als augenblicklich aufzunehmen. Bei Erhöhung der Scher-
beanspruchung erfolgt eine Verteilung der Spannungen auf den bisher
unterbelasteten Teil der Gründung. Nur, wenn der ganze nutzbare
Scherwiderstand überschritten wird, tritt voller Bruch ein, begleitet
durch ruckartige Setzung. Der Sicherheitsgrad gegen Bruch betrug 2,6:

or nimmt zu mit fortschreitender Konsolidation. Bei zu schnellem Aufbringen der Last ist Scherfestigkeit und Sicherheitsgrad geringer. Da aber die Zeit/Konsolidationskurve bekannt war, konnte der Fortgang der Arbeiten, also das Aufbringen der Bauwerkslast auf die Gründung, entsprechend geregelt werden. Die Setzung der Dämme wurde an Pegeln kontrolliert. — Sehr wichtig ist beim Dammbau die Auswahl und Verwendung des Materials. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit waren alle in Einschnitten und Aushuben gewonnenen Materialien zu verwenden. Dieses ist möglich, wenn jedes Material seinen Eigenschaften gemäß behandelt und verbaut wird. Wenn man z. B. die Schüttung mit Schafffuß-Walzen bearbeitet, kann man durch Versuch vorher bestimmen, bei wel-

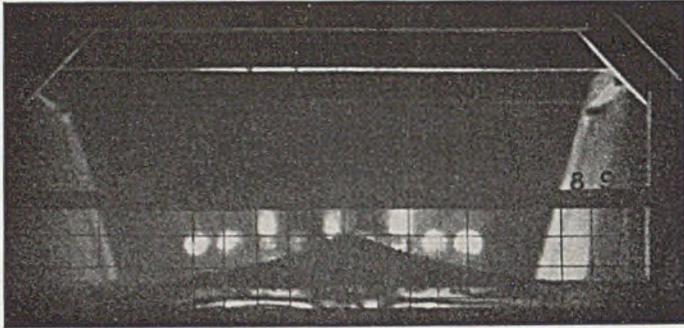


Abb. 2.

chem Wassergehalt die beste Konsolidation zu erwarten ist, und dann dem Material entweder noch Wasser zugeben oder es austrocknen lassen, um den richtigen Wassergehalt zu erreichen. Abb. 3 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und dem erreichten Verdichtungs-zustand als Versuchsergebnis (nach Proctor). Hieraus läßt sich für jeden Bauzustand das Mindestraumgewicht bzw. Trockengewicht im Erdkörper bestimmen. Dieser Wert ist vom Bauart leicht durch Entnahme von ungestörten Proben und deren Wägung zu kontrollieren. Für Ton und Schluff liegt der günstigste Wassergehalt für die Konsolidation durch Einwalzen mit Schafffußrollern etwas unter der Plastizitätsgrenze nach Atterberg. Material mit mehr als 25% Tongehalt ist schwierig zu behandeln, seine Verwendung sollte nach Möglichkeit vermieden werden. Beim Anässen wurde das Wasser kurz vor dem Walzen auf die geschütete Lage gesprengt. Die Atterbergsche Plastizitätsgrenze dient den Bauwarten bei ihren Kontrollwägungen als Anhalt. Der günstigste Wasser-

gehalt lag für das Walzverfahren zwischen 10% bei sandigem Material und 35% bei Material mit etwa 25% Tongehalt. — Die großzügig angelegte Untersuchung und Kontrolle der Bodeneigenschaften erforderte eine gute Organisation und gut eingerichtete Laboratorien. Dem Leiter der Laboratoriumsabteilung standen für die einzelnen Versuchsgruppen viele wissenschaftliche und technische Hilfskräfte zur Verfügung. Die Einrichtungskosten beliefen sich für eines der Laboratorien auf \$ 9000,—. Die Gesamtkosten (Einrichtung und Betrieb) auf \$ 32 000,—. Durch die Bodenuntersuchungen in den Laboratorien wurden Erdarbeiten für 14 Talsperren mit einer Bausumme von \$ 4 000 000,— beeinflusst und kontrolliert. Für Arbeiten kleineren Umfanges, etwa 1—2 Dämme, belaufen

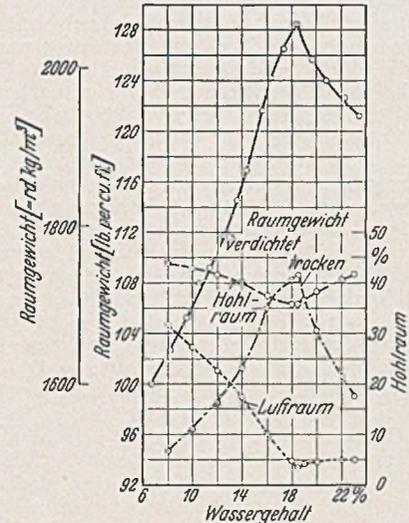


Abb. 3.

sich die geringsten erforderlichen Laboratoriumskosten auf \$ 4500,—. Bei der Ausführung des Muskingum-Projektes war das Erdbaulaboratorium ein gleichwertiger Teil der gesamten Organisation. Die Erfahrung bei diesen Arbeiten hat gezeigt, daß der Laboratoriumsversuch sehr wertvoll ist und bei der Bearbeitung des Projektes viel Zeit und Kosten sparen kann. Durch sachgemäße Anwendung der aus den Bodenuntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse kann der Unsicherheitsfaktor beim Erdbau zurückgedrängt werden und dieses Fachgebiet in der Zuverlässigkeit seiner wissenschaftlichen und praktischen technischen Grundlagen anderen schon weiter entwickelten Fachgebieten näher kommen.

(Nach Engng. News-Rec. 116 (1936) S. 453, 532, 595, 666; vgl. auch Baving. 17 (1936) S. 312.) Dr.-Ing. H. P e t e r m a n n, Hannover.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zweiter Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.

Wie im „Baving.“ 17 (1936) S. 130 angekündigt wurde, veranstaltete die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau unter dem hohen Schutz der deutschen Reichsregierung und unter dem Vorsitz des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen, Herrn Dr.-Ing. T o d t vom 1.—11. Oktober in Berlin und München ihren zweiten Internationalen Kongreß. In den Räumen der Technischen Hochschule in Berlin-Charlottenburg wurden in der Zeit vom 1.—8. Oktober neun Arbeitssitzungen abgehalten, in denen folgende Themen behandelt wurden:

I. Die Bedeutung der Zähigkeit des Stahles für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken, insbesondere von statisch unbestimmten Konstruktionen.

II. Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbetonbau vom Standpunkt des Konstrukteurs.

a) Einfluß dauernder und wiederholter Belastung,

b) Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons,

c) Anwendung von hochwertigem Stahl,

d) Einfluß von Betonierungs- und Bewegungsfugen.

III. Praktische Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen.

a) Einfluß dynamischer und häufig wechselnder Lastwirkungen auf geschweißte Konstruktionen (Versuchsforschungen und Auswirkung auf die praktische Ausführung),

b) Berücksichtigung der Wärmespannungen bei der baulichen Durchbildung und Herstellung geschweißter Konstruktionen,

c) Prüfung der Schweißnähte,

d) Erfahrungen bei ausgeführten Bauwerken.

IV. Neuere Gesichtspunkte für die Berechnung und Konstruktion von Eisenbeton-, Hoch- und Brückenbauten.

a) Flächentragwerke,

b) Weitgespannte Brücken.

V. Theorie und Versuchsforschung der Einzelheiten genieteteter und geschweißter Stahlbauwerke.

VI. Beton und Eisenbeton im Wasserbau (Staumauern, Rohrleitungen, Druckstollen, usw.).

VII. Anwendung des Stahles im Brückenbau, Hochbau und Wasserbau.

VIII. Baugrundforschung.

Zu diesen Fragen waren eine große Zahl von Referaten erstattet worden, die den Kongreßteilnehmern gesammelt als Vorbericht bereits vor Beginn des Kongresses zugesandt wurden, und deren Inhalt für die Aussprache als bekannt vorausgesetzt wurde. Der Vorbericht erschien übrigens vollinhaltlich gleichzeitig in deutscher, englischer und französischer Sprache, was der Verbreitung der wertvollen Beiträge sehr förderlich sein dürfte.

Die an die zusammenfassenden Ausführungen der Generalberichterstatte anknüpfenden Diskussionsvorträge waren ebenfalls vorbereitet. Hier waren teilweise die wegen der starken Beteiligung nur sehr knappen Redezeiten bereits störend. Auch für eine freie Aussprache blieb aus diesem Grunde leider kaum Zeit.

Zu den Diskussionsbeiträgen kam noch eine große Reihe von freien Vorträgen über die verschiedensten Gegenstände.

Der Kongreß endete mit einer Fahrt über Dresden, Bayreuth und Berchtesgaden, die eine Besichtigung verschiedener fertiger und im Bau befindlicher Teilstrecken der Reichsautobahnen ermöglichte. Den Abschluß des Kongresses bildete ein feierlicher Schlußakt im Kongreß-Saal des Deutschen Museums in München.

Eine Reihe von offiziellen Empfängen, Veranstaltungen und Ausflügen in die Umgebung von Berlin vereinigten die Kongreßteilnehmer auch außerhalb des Vortragssaales und gaben ihnen Gelegenheit das heutige Deutschland und die Bauwerke seiner Ingenieure kennen zu lernen.

Die Ergebnisse des Kongresses sollen in einem S c h l u ß b e r i c h t zusammengefaßt werden. Eine Vorstellung von der umfangreichen und wertvollen Arbeit des Kongresses erhält man aus den auf der feierlichen Schlußsitzung in München angenommenen F o l g e r u n g e n und A n r e g u n g e n des Kongresses, deren wesentlicher Inhalt nachstehend wiedergegeben ist:

I. Die Bedeutung der Zähigkeit des Stahles für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken, insbesondere von statisch unbestimmten Konstruktionen:

Die Sicherheit von Stahlbauwerken hängt in starkem Maße von den Formänderungen ab, die bei steigender Belastung mit dem teilweisen Erreichen des plastischen Zustandes eintreten. Auch die Querschnittsform der Stäbe und Träger hat bei Eintritt des plastischen Zustandes einen großen Einfluß. Die Zähigkeit des Stahles fördert auf der anderen Seite die gleichmäßige Verteilung der Spannungen auf die einzelnen Teile.

Die klassische Plastizitätstheorie nimmt an, daß der Eintritt des Fließens nur von dem örtlichen Spannungszustand abhängt, eine neuere Hypothese dagegen, daß der Fließvorgang von der besonderen Art des ganzen Spannungsfeldes abhängt, und daß damit im Zusammenhange auch sprungweises Fließen eintreten kann. In letzter Zeit ausgeführte Versuche deuten jedoch darauf hin, daß früher beobachtete große Erhöhungen der Fließgrenze bei ungleichmäßigen Spannungsfeldern wenigstens zum erheblichen Teil nur scheinbar sind, d. h. daß die betreffenden Versuche auch auf andere Art gedeutet werden können. Die obere Fließgrenze des Stahles war eben bisher nur unsicher festzustellen. Bei Biegungsbelastung ist für alle Querschnittsformen stets die obere Fließgrenze maßgebend und das beobachtete sprungweise Fließen auf deren Wirkung zurückgeführt. Eine weitere Klärung dieser Frage scheint dringend notwendig, insbesondere damit entschieden werden kann, ob die Auffassung einer für die Höhe der Fließgefahr maßgebenden Vergleichsspannung zu Recht besteht oder zu verlassen ist. Die Anfänge für eine genauere Untersuchung des plastischen Verhaltens von Baustahl unter zeitlich und örtlich veränderlichen Spannungsfeldern liegen bereits vor.

Für Stäbe mit exzentrischem Druck ergeben sich nach den neueren Fließbedingungen ebenfalls einfache Zusammenhänge, die gut durch bekannte Versuchsergebnisse bestätigt werden.

Die Zusammenhänge können für durchlaufenden Balken mit gleichbleibendem Querschnitt als geklärt gelten, wenigstens wenn die Belastung eine einmalige ist. Ein einfaches Verfahren zur Ermittlung der in der Praxis zugrundelegenden Tragfähigkeit fehlt allerdings noch. Die verschiedenen theoretischen Arbeiten für den Fall veränderlicher Belastung bedürfen noch der Überprüfung durch Versuche.

Versuche mit stählernen Vollwandbalken ohne größere Kerben zeigen, daß die bleibenden Formänderungen bei durchlaufenden Balken auch im Dauerversuch einem endlichen Grenzwert zustreben. Die Anwendung der Rechenverfahren darf in statisch unbestimmten Fachwerken, insbesondere bei der Bemessung von Druckstäben, nur mit Vorsicht geschehen.

Für die Praxis ergeben sich aus der Dehnbarkeit des Stahles etwa die nachstehenden Schlußfolgerungen: Statisch unbestimmte Tragwerke sind statisch bestimmten in mancher Hinsicht überlegen, ihre nach Theorie und Versuchen unzweifelhaft größere Tragfähigkeit kann z. B. im Hochbau wirtschaftlich ausgenutzt werden. Stützensenkungen brauchen bei der Bemessung von durchlaufenden Trägern in der Regel nicht beachtet zu werden. Die Vorteile eines Momentenausgleiches gelten vor allem bei Balken mit gleichbleibendem Querschnitt, weniger dagegen wenn die Querschnitte dem Verlauf der Biegemomente angepaßt werden. Durch verschiedene Versuche wurde neuerlich bestätigt, daß die Nebenspannungen wenigstens bei ruhender Belastung ohne Bedeutung für die Tragfähigkeit von stählernen Fachwerkträgern sind.

II. Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbeton vom Standpunkt des Konstrukteurs:

Bei der Berechnung von Eisenbetonquerschnitten, die durch Biegemomente belastet sind, sind zwei Fälle zu unterscheiden: Schwach bewehrte Querschnitte (für den Bruch ist die Streckgrenze der Bewehrung ausschlaggebend) und stark bewehrte Querschnitte (die Druckfestigkeit des Betons ist maßgebend). Für schwach bewehrte Querschnitte kann das übliche Berechnungsverfahren ohne Bedenken und mit genügender Genauigkeit beibehalten werden. Bei stark bewehrten Eisenbetonquerschnitten gibt dieses Verfahren dagegen den Sicherheitsgrad nicht richtig an. In diesem Falle kann das Bruchmoment auch nicht allein mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden. Ein neues Rechenverfahren, durch das eine bessere Ausnutzung des Baustoffes möglich wird, ist hierfür zu empfehlen. Auch das heute benutzte Rechenverfahren für den Fall einer Belastung eines Eisenbetonstabes durch Biegemomente und Längskräfte vermag nicht zu befriedigen. Es wäre im Zusammenhang mit neu durchzuführenden Versuchen weiter zu entwickeln.

Die Ursprungsbelastung von Eisenbetonträgern kann etwa zur Hälfte der statischen Festigkeit angenommen werden. Verankerung und Ausbildung der Bewehrung sind hier von besonderer Wichtigkeit.

Die Bedeutung der Zugfestigkeit des Betons wird immer deutlicher sichtbar. Den stärksten Einfluß auf sie haben neben der Betongüte die Körnung, Zementgehalt und Wasser-Zementverhältnis. Zu ihrer Feststellung sind Biegeversuche besonders geeignet, Zugversuche sind weniger zuverlässig.

Die neuen Arbeiten von Freyssinet sind in stärkstem Maße zu beachten. Durch eine genügend hohe Vorspannung in der Bewehrung von Eisenbetonträgern können die Zugspannungen im Beton beseitigt oder wenigstens erheblich vermindert werden. Durch geeignete physikalische Behandlung (Verdichtung und Erwärmung) des Betons läßt sich außer-

dem in kürzester Zeit eine sehr hohe Festigkeit erzielen. Die Eigenschaften von Beton, der nach den Vorschlägen von Freyssinet veredelt ist, sind allerdings noch nicht in genügendem Umfang bekannt.

Die Anwendung von hochwertigem Baustahl im Eisenbeton hat sich bewährt. Die Rißsicherheit ist bei vorwiegend ruhend belasteten Plattenbalken bei Bewehrung mit St 52 trotz der um die Hälfte höheren zulässigen Spannungen etwa ebenso groß, wie bei Bewehrung mit Rundst 37. Bei bewegten Lasten gilt obiges angenähert nur für volle Rechteckquerschnitte, während Plattenbalken aus St 52 nur mit etwas abgeminderten zulässigen Spannungen bemessen werden dürfen. Die Vorteile der höheren zulässigen Spannungen in der Bewehrung sind trotzdem offensichtlich.

Auch für die Anwendung des Eisenbetons im Hochbau wird empfohlen, ähnlich wie bei der Lamellenbetonierung von Gewölben, einzelne Fugen mehrere Wochen lang offen zu lassen, und erst dann auszubetonieren. Außer diesen Baudehnungsfugen sind selbstverständlich die üblichen Dauerdehnungsfugen vorzusehen, die ein dauerndes Arbeiten der einzelnen Teile des Bauwerks ermöglichen sollen.

III. Praktische Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen:
Seit dem ersten Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris 1932 wurden auf diesem Gebiet besonders große Fortschritte erzielt.

Niedrig gekohlter, unlegierter Baustahl ist für das Schweißen vorzüglich geeignet. Bei hochwertigen Baustählen sind hinsichtlich der Legierungsbestandteile gewisse Erfordernisse zu beachten, damit der Stahl durch das Schweißen nicht Schaden leidet, z. B. spröde oder rissig wird.

Bei den geschweißten Stahlbauwerken wird besonders die gute ästhetische Gestaltung gerühmt. Die Gewichtersparnis ist bei der Ausführung von Stahlbauwerken in geschweißter Bauweise erheblich, meist etwa 15—20%. Außerdem bietet sie den Vorteil, daß gewisse Bauteile, z. B. schwierige Rahmen u. dgl. besser gestaltet werden können als bei genieteter Ausführung.

Das Schweißen erfordert jedoch große Sorgfalt, eine regelmäßige Überwachung der Schweißarbeiten ist notwendig. Der Erfolg ist in gewissem Grade von der Tüchtigkeit und Sorgfalt der Schweißarbeiter abhängig. Besondere Sorgfalt und große Erfahrungen sind notwendig, um die Schrumpfungsspannungen von geschweißten Bauteilen möglichst klein zu halten.

Zahlreiche Laboratoriumsversuche zeigen, daß die Dauerfestigkeit von Stumpfstoßen allen anderen Verbindungen überlegen ist. Ihre Dauerfestigkeit ist bei guter Ausführung ebenso groß wie die von genieteten Stoßen. Ähnliches gilt für geschweißte I-Träger. Für die Dauerfestigkeit der geschweißten Stumpfstoße ist wichtig, daß die Nähte an der Wurzel nachgeschweißt werden. Allmähliche Übergänge von Mutterwerkstoff zur Schweißnaht sind von größter Bedeutung. Stirnkehlnähte und beginnende Flankenkehlnähte wirken als Kerben, so daß die Dauerfestigkeit dort kleiner ist als bei durchlaufenden Kehlnähten. Die zulässigen Spannungen müssen an diesen Stellen auch für den Mutterwerkstoff herabgesetzt werden. Unterbrochene Nähte und Schlitznähte sind in Bauteilen, für welche die Dauerfestigkeit in Frage kommt, am besten gar nicht zu verwenden. Bei Kehlnähten wird das Vorschweißen mit dünneren Kehlnähten empfohlen. Eine Bearbeitung der Enden von Stirnkehlnähten und Flankenkehlnähten erhöht auch hier die Dauerfestigkeit.

Die hohen beim Schweißen vorhandenen Wärmegrade haben sehr erhebliche Schrumpfspannungen zur Folge, besonders wenn sich die einzelnen Teile während des Schweißvorganges nicht frei dehnen können. Bei statischer Belastung dürften diese Wärmespannungen in der Regel ohne Bedeutung sein, weil die Plastizität des Baustahles leicht einen Spannungsausgleich ermöglicht. Dauerbiegeversuche an geschweißten Trägern zeigen, daß auch die Schrumpfspannungen in den Längsnähten nicht gefährlich sind. Als wichtigste Maßnahmen zur Verminderung der Schrumpfspannungen werden empfohlen, kleine Querschnitte der Schweißnähte, bewegliche Auflagerung der Teile während des Schweißvorganges und allgemein möglichst geringe Wärmezufuhr. Die Schrumpfspannungen können durch geeignete Formgebung des ganzen Bauwerkes sowie durch zweckmäßige Reihenfolge der einzelnen Schweißarbeiten stark verkleinert werden.

Bei vollwandigen Balken verdienen einzelne dicke Gurtplatten den Vorzug gegenüber mehreren Lagen dünner Profile. Wichtige Stumpfnahte werden zweckmäßig mittels Durchstrahlens geprüft, an den Längsnähten genügen Stichproben. Sehr dicke Stumpfnahte werden zweckmäßig bereits durchstrahlt, wenn erst ein Teil der Naht geschweißt ist. Auch das elektrische Durchflutungsverfahren hat sich für die Prüfung bewährt, dagegen werden mechanische Untersuchungsmethoden zur Prüfung von Stumpfnahten nur mehr wenig verwendet.

IV. Neuere Gesichtspunkte für die Berechnung und Konstruktion von Eisenbeton-, Hoch- und Brückenbauten:

Die Berechnungsverfahren für Flächentragwerke besonders nach der Membrantheorie sind in den letzten Jahren erheblich weiter vervollkommen worden. Bei manchen Schalenformen kann man genügend genaue Werte mit Hilfe von Differenzgleichungen ermitteln. Bei Schalen mit Biegemomenten, die zur Erhaltung des Gleichgewichts notwendig sind (z. B. freitragende Zylinderschalen) fehlen noch vereinfachte, doch genügend zuverlässige Annäherungslösungen. Für die weitgespannten Schalen gewinnt auch die Stabilitätsfrage immer mehr an Bedeutung.

Die Formänderung ist besonders bei Zylinderschalen von größerem Einfluß auf die Sicherheit. Auf die große Bedeutung der Formänderungen infolge des Kriechens des Betons wurde hier hingewiesen.

Beim Entwerfen großer Bogenbrücken sind besonders sorgfältige Erwägungen über die Form der Bogenachse, die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente sowie der zulässigen Beanspruchungen notwendig. Es wird dabei in der Regel versucht, Zugspannungen zu vermeiden und die Biegemomente möglichst gut auszugleichen. Die mit der Zeit veränderlichen elastischen Eigenschaften des Betons sollten dabei beachtet werden. Die Frage des Lehrgerüsts ist für die Erzielung weiterer Fortschritte im Bau großer Bogenbrücken von größter Bedeutung. In vielen Fällen wird das Lehrgerüst nur mit einem Teil des Bogengewichtes belastet. Die mit diesem Bauvorgang verbundenen Kräfte und Formänderungen sind noch klar zu stellen.

Bei Balkenbrücken dürfte die Vorspannung der Bewehrung viele neue Möglichkeiten eröffnen, weil dadurch das Eigengewicht stark vermindert werden kann und die Biegungszugspannungen im Beton fast ganz vermieden werden können. Stützweiten von 80 m lassen sich mit einfachen Vollwandbalken erreichen, etwa bis 100 m kommt man mit einfachen Fachwerkträgern aus. Als besonders vorteilhaft erweist sich die Anordnung von vorgespannter Bewehrung in Form von Hängewerken. Erfahrungen in dieser Bauweise werden sich an einer solchen im Bau befindlichen Brücke von 70 m Spannweite ergeben.

Für alle Bauwerke mit vorgespannter Bewehrung ist es sehr wichtig, daß man die Formänderungen des Betons genau kennt, damit man die Einflüsse des Kriechens und des Schwindens ausschalten kann. In vielen Fällen wird man Tragwerke der oben erwähnten Bauart so ausführen können, daß infolge Eigengewicht nur zentrische Druckkräfte auftreten. Die rechnermäßigen Spannungen können dann auch ohne genaue Kenntnis der Formänderungen hergestellt werden.

V. Theorie und Versuchsforschung der Einzelheiten genietet und geschweißter Stahlbauwerke:

In den letzten Jahren wurde eine große Reihe von versuchstechnischen und theoretischen Arbeiten über die Berechnung und Gestaltung der Einzelheiten von Stahlbauwerken veröffentlicht. So wurde z. B. die Frage der Stabilität der Stegbleche und Aussteifungen von vollwandigen Tragwerken, die Berechnung von dünnwandigen Stäben bei Biegung, Drillung und Knickung, die genaue Berechnung von Rautenträgern, Rahmenecken, Schalen im Stahlbau, die Dauerfestigkeit von genieteten und geschweißten Verbindungen u. dgl. mehr untersucht. Diese Untersuchungen haben ein verbessertes Urteil über die Genauigkeit der bekannten Rechenmethoden ermöglicht. In zahlreichen Fällen konnte die Richtigkeit der Theorie an fertigen Bauwerken nachgeprüft werden.

Auch Meßmethoden und Meßgeräte weisen erhebliche Fortschritte auf. Bei Weiterentwicklung der verschiedenen versuchstechnischen Untersuchungsmethoden ist eine noch bessere Kenntnis der Kräftewirkungen in Stahlbauwerken und damit ein weiterer Fortschritt der Stahlbauweise zu erhoffen.

VI. Beton und Eisenbeton im Wasserbau (Staumauern, Rohrleitungen, Druckstollen usw.):

Gewölbestauauern werden meist nach der Streifenmethode bemessen, wobei die Nachgiebigkeit des Untergrundes berücksichtigt wird. Die Berechnung als Schalen veränderlicher Steifigkeit ist nur in den Ansätzen bekannt und für die praktische Anwendung noch zu schwierig. Die Spannungen in Gewölbestauauern hängen übrigens in starkem Maße von der Bauausführung, insbesondere von der Art der Ausfüllung der Baufugen ab.

Festigkeit, Dichtigkeit und gute Verarbeitbarkeit des Betons sind die Eigenschaften, welche für die Herstellung von massigen Bauwerken in erster Linie wichtig sind.

Weicher, sehr plastischer Beton verdient bei Stauauern im allgemeinen den Vorzug gegenüber Guß- und Stampfbeton. Ein frostbeständiger Beton fordert hohen Zementgehalt und Beschränkung des Wasserzusatzes. Bei großen Betonmassen tritt eine starke Erwärmung auf. Besondere Maßnahmen zur Vermeidung von Rissebildung bei der Abkühlung werden notwendig. Können die Massen nicht in genügend kleine, rasch abkühlende Einzelblöcke aufgelöst werden, kommt die künstliche Abkühlung in Frage. Wichtig ist in solchen Fällen die Verwendung eines Zementes mit kleiner Abbindewärme.

Eisenbetondruckrohre sind bei größeren Abmessungen nur zu empfehlen, wenn die Zugspannungen im Beton durch geeignete Maßnahmen abgemindert werden. Eine erfolgversprechende Ausführungsart für große Eisenbetondruckrohre ist im Vorbericht beschrieben.

VII a. Anwendung des Stahles im Brückenbau und Hochbau: Die schönheitlichen Gesichtspunkte finden jetzt bei der Gestaltung der Stahlbauwerke in viel höherem Maße Beachtung als dies früher geschehen ist. Zahlreiche schöne Stahlbrücken sind entstanden, aber auch bei Hallen, Ausstellungsgebäuden und anderen Stahlbauwerken wurden unverkennbare Fortschritte gemacht.

Die bautechnische Gestaltung der Vollwandbalken sowie von Rahmen ist zu einem gewissen Abschluß gekommen. Die stärksten Anregungen hierzu kamen von der immer mehr vordringenden Anwendung der Schweißtechnik, bei der allerdings noch eine Reihe von Fragen weiter zu klären bleiben.

Bemerkenswert sind auch die neuen aus Stahl gebauten Flächen-tragwerke, die sich für die Überdachung von großen Grundflächen besonders gut eignen. Die theoretischen Grundlagen dafür sind in der

Hauptsache geklärt. Als Leichtfahrbahndecke für Straßenbrücken haben sich Flächentragwerke ebenfalls gut geeignet erwiesen. Durch die damit ermöglichte erhebliche Verringerung der ständigen Last können bedeutende wirtschaftliche Vorteile erreicht werden. Weitere Verbesserungen sind hier noch zu erwarten.

Dauerversuche mit Bauteilen aus St 52 lehren, daß die Vorteile von hochwertigem Baustahl erst bei größeren Grundspannungen voll zur Geltung kommen. Wie die Ergebnisse von Dauerversuchen im Laboratorium auf die praktischen Verhältnisse zu übertragen sind, ist noch nicht voll bekannt.

Für den Stahlhochbau sind neue umfassende Brandversuche von Bedeutung. Für die verschiedenen Feuerschutzmittel, mit denen Stahlstützen ummantelt werden, dürfte in absehbarer Zeit eine Stufenfolge angegeben werden können.

Die Verbundwirkung bei betonummüllten Stahlbauteilen kann auf verschiedenen Anwendungsgebieten wirtschaftlich berücksichtigt werden, so z. B. bei einbetonierten Fahrbahnlangträgern oder bei Stützen im Hochbau.

VII b. Anwendung des Stahles im Wasserbau: Die Bedeutung des Stahles im Wasserbau hat sich weiter vergrößert. Eine engere Verbindung zwischen Stahlwasserbau und allgemeinem Stahlbau ist wünschenswert, weil viele Fragen gemeinsam sind.

Der Korrosionsschutz ist durch umfassende Beobachtung weiter zu fördern. Die Korrosionsbeständigkeit kann durch anstrichtechnische und werkstofftechnische Maßnahmen weiter erhöht werden. Die Rostbeständigkeit von Stahlspundwänden hat sich übrigens als größer erwiesen als seinerzeit angenommen wurde.

Zur Gewinnung weiterer Erfahrungen wurde auf dem Kongreß angeregt, daß die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau alle Beobachtungen über Korrosionserscheinungen an Stahlwasserbauten sammeln möchte. Aus den möglichst genauen Schilderungen der Einzelbeobachtungen könnten dann Hinweise für eine günstige Weiterentwicklung erhalten werden.

Bei den im Stahlwasserbau häufig vorkommenden vollwandigen Körpern gestattet die Schweißtechnik besonders leicht wasserdichte und verdrehungssteife Bauteile herzustellen. Auch die Unterhaltung geschweißter Stahlbauten ist in vielen Fällen leichter als bei genieteten Bauwerken.

VIII. Baugrundforschung:

Die Ergebnisse auf dem Gebiet der Baugrundforschung finden dank der bemerkenswerten Fortschritte immer weitere Anwendung in der Praxis. Die Setzungen von Bauwerken können heute meist ziemlich zutreffend vorausberechnet werden.

Das Problem der Tragfähigkeit von Fundamenten ist noch immer nicht für alle Fälle gelöst. Für die angenäherte Ermittlung der Druckverteilung unter Fundamenten hat sich die Lösung für streifenförmige Belastung als nützlich erwiesen. Die Theorie von Boussinesq ist weiter durchgebildet worden. Sie gestattet die Vorausberechnung der Setzungen, wenn ungestörte Bodenproben zur Verfügung stehen.

Die neuesten Fortschritte gestatten auch die praktische Anwendung auf die Berechnung der Setzungen von Tonschichten. Erwähnenswert sind schließlich noch die Fortschritte der verschiedenen bodenmechanischen Untersuchungsmethoden.

Soviel über die wissenschaftlichen Ergebnisse des II. Kongresses der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Berlin 1936.

Die Beteiligung an dem Kongreß war sehr stark. Es ist anzunehmen, daß die mehr als 1300 Teilnehmer — davon rund die Hälfte aus dem Ausland — nicht nur reichen fachlichen Gewinn, sondern auch starke persönliche Eindrücke mit heimgenommen haben.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen e.V., gegründet 1871 als Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, ist ein technisch-wissenschaftlicher Verband deutscher Architekten und Bauingenieure. Sie vertritt in der unter Leitung von Dr.-Ing. Todt stehenden R.T.A. das Fachgebiet Bauwesen. Die DGfB gliedert sich in Bezirksvereine, Fachgruppen und Fachausschüsse. Zur Zeit bestehen in 55 deutschen Städten Bezirksvereine.

Die Fachgruppen umfassen folgende Gebiete: 1. Konstruktiver Ingenieurbau; 2. Abwasserwesen; 3. Kraftverkehr und Städtebau; 4. Denkmalpflege; 5. Fachuntergruppe Bauwesen in der Reichsfachschaft mit Unterausschüssen zur Auswahl der bautechnischen Sachverständigen in der Deutschen Rechtsfront; 6. Fachuntergruppe für Brandversicherung und Brandverhütung.

Ferner bestehen Fachausschüsse für folgende Sondergebiete: 1. Reichsbauausschuß für Luftschutz; 2. Winddruckausschuß; 3. Baugrundausschuß; 4. Ausschuß für Schwingungen; 5. Fachausschuß für Baubetrieb und Bauwirtschaft; 6. Fachausschuß für Erforschung der Linienführung von Eisenbahnen; 7. Fachausschuß für Baupolizei; 8. Fachausschuß für Baustoffkunde; 9. Fachausschuß für das deutsche Bürgerhauswerk; 10. Fachausschuß für das deutsche Bauernhauswerk; 11. Fachausschuß für Prüfingenieure für Statik.

Die DGfB ist in einer Anzahl von Gemeinschaftsorganen technisch-wissenschaftlicher Arbeit vertreten. — Der DGfB sind u. a. folgende

Verbände körperschaftlich angeschlossen: Deutscher Stahlbauverband; Deutscher Beton-Verein; Tiefbohrtechnischer Verein, Reichsverein Deutscher Feuerwehrgenieure; Vereinigung behördlicher Ingenieure des Maschinen- und Heizungswesens. Die dem Reichsverband Deutscher Baumeister angehörenden Deutschen Baumeister werden als Einzelmitglieder in die DGfB. überführt.

Neben der laufenden wissenschaftlichen Arbeit veranlaßt die DGfB. die Herausgabe besonderer Veröffentlichungen deren wichtigste z. Z. sind: Das deutsche Bürgerhauswerk — Das Buch vom deutschen Bauernhof — Stadtanierung — Richtlinien für Bodenuntersuchungen — Luftschutzfragen — Grundstücksschätzungswesen — Abwasserfragen auf dem Gebiet des Wasserrechts, der Siedlung und der Verwertung der Abwässer.

Neuordnung in der Technik.

Herr Dr.-Ing. Todt, als Leiter des Amtes für Technik in der NSDAP. hat mit dem Leiter der Deutschen Arbeitsfront am 15. Sept. 1936 eine Vereinbarung über Errichtung eines Amtes für technische Wissenschaft in der DAF. getroffen. Das Amt ist errichtet zur Förderung der technisch-wissenschaftlichen Arbeit mit den Mitteln und Erfahrungen der DAF. Es stellt somit eine wertvolle Unterstützung auch der Arbeit des Amtes für Technik der NSDAP. dar. Die durch die Errichtung des Amtes geschaffene Verbindung zur DAF. ermöglichte die Anerkennung

der Mitgliedsbeiträge der RTA.-Vereine durch die Deutsche Arbeitsfront: Erste Durchführungsanordnung zur „Vereinbarung“ mit der DAF.:

1. Die Mitglieder der RTA.-Vereine erwerben insgesamt die Einzelmitgliedschaft zur DAF. Ausgenommen von dieser Regelung sind: a) Die Mitglieder des Reichsbundes Deutscher Beamten; b) Die Mitglieder des NS.-Lehrerbundes; c) Die Mitglieder des Bundes Deutscher Rechtswahrer; d) Außerordentliche Mitglieder.

2. Die Beiträge zu den anerkannten RTA.-Vereinen bleiben und werden auf die Beiträge zur DAF. angerechnet. Dieser anzurechnende Teil der DAF.-Beiträge wird wie bisher von den anerkannten RTA.-Vereinen eingezogen.

3. Die technische Durchführung der Anrechnung wird durch besondere Richtlinien angeordnet. — (Diese Richtlinien zur technischen Durchführung des Beitragswesens ergehen demnächst; sie werden voraussichtlich mit dem 1. Januar 1937 in Kraft treten.)

Fachauschuß für Baustoffkunde — Vermittlungsstelle für Auskünfte.

Die kürzlich angekündigte Vermittlungsstelle wird bereits in Anspruch genommen. Auch haben sich schon andere Verbände gemeldet und ihre Bereitwilligkeit zur Mitarbeit zu erkennen gegeben. Den Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen bietet sich damit eine günstige Gelegenheit, umfassende Auskünfte zu erhalten, welche von einer unbedingt unabhängigen Stelle erteilt werden. — Die Erteilung der Auskünfte erfolgt für die Mitglieder der DGfB. kostenlos.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Prion, W.: Die Lehre vom Wirtschaftsbetrieb. (Allgemeine Betriebswirtschaftslehre.) Drittes Buch: Der Wirtschaftsbetrieb als Betrieb (Arbeit). Berlin: Julius Springer 1936. 240 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 11,70; geb. RM 12,80.

Als Fortsetzung und Abschluß liegt jetzt der dritte Band des Prionschen Werkes vor. Er untersucht, wie sich die Arbeit in den einzelnen Wirtschaftsbetrieben vollzieht. Dieser dritte Band ist für den Ingenieur der wichtigste. Zwar sagt Prion: „Das vorliegende Buch will sich nicht mit dieser Technik beschäftigen, läßt also die naturwissenschaftliche Technik außer Betracht; es findet eine bewußte Beschränkung auf die kaufmännische Seite des Wirtschaftsbetriebs statt“. Aber damit ist nicht etwa das Interesse des Ingenieurs an dem Buch ausgeschaltet. Es ergibt sich vielmehr, daß Prion dauernd Fragestellungen zu erörtern hat, die sich mit dem Aufgabenbereich des Ingenieurs berühren.

Diese Berührungen und Überschneidungen finden nicht etwa nur bei der Durchführung der technisch-naturwissenschaftlichen Betriebsaufgaben mit den gleichlaufenden kaufmännischen statt, sondern es liegt so, daß die Aufgaben des Ingenieurs der Gegenwart weit über ihren ursprünglich engeren technischen Bereich hinausgewachsen sind. Das zeigt sich, um ein Beispiel herauszugreifen, deutlich bei den Ausführungen, die Prion über die Frage macht, wem die Führung industrieller Betriebe anvertraut werden soll; wann dem Kaufmann und wann dem Techniker? In weitem Umfang haben Ingenieure Menschenführung, Organisation und allgemeine Betriebsleitung in die eigene Hand genommen, benötigen dann selbstverständlich aber die entsprechenden Kenntnisse.

Auch dieser Band ist bei aller Wissenschaftlichkeit so abgefaßt, daß sein Inhalt ohne besondere betriebswirtschaftliche Vorkenntnisse erfaßt werden kann. Prof. Dr. Otto Goebel, Hannover.

Mayer, Max: Betriebswissenschaft des Ingenieurbauers. Sammlung Götschen. Bd. 1097. Mit 53 Figuren. Berlin-Leipzig: W. de Gruyter u. Co., 1936. 158 S. Preis in Leinen RM 1,62.

Die Ausführung von Bauten hat eine technologische und eine betriebliche Seite. Neben der ersten Aufgabe, die die technisch richtige und zweckmäßige Herstellung des Bauwerks betrifft, finden die eigentlichen Betriebsfragen vielfach geringere Beachtung. Die wissenschaftliche Beschäftigung mit diesen Problemen stammt erst aus jüngster Zeit. Daß diesen Fragen aber große Bedeutung zukommt, darüber kann wohl kein Zweifel bestehen. Es ist deshalb zu begrüßen, daß der neue Götschenband in gedrängter Fassung eine Reihe der wichtigsten Grundsätze der Baubetriebsführung darstellt.

Unter besonderer Berücksichtigung der Betonbaustelle werden die betrieblichen Vorgänge bei der Förderung, Lagerung und Verarbeitung der Baustoffe und die Frage des Maschineneinsatzes behandelt. Das letzte Drittel des Buches ist dem Menschen als dem wichtigsten Faktor im Baubetriebe gewidmet. Die körperlichen und die mindestens ebenso entscheidenden seelischen Grundlagen der menschlichen Arbeit und die Vorbedingungen eines erfolgreichen Zusammenwirkens werden erörtert.

Das kleine Werk, das selbstverständlich nicht alle Fragen des hier vorliegenden Wissensgebietes behandeln oder erschöpfen kann, wird jedem im Baubetrieb tätigen Ingenieur — besonders auch dem Studierenden und jungen Fachgenossen — eine Fülle von Anregungen bringen und ihn veranlassen, über manche Dinge nachzudenken, die er bisher vielleicht als selbstverständlich hingenommen hat. Professor Dr.-Ing. G a e d e, Hannover.

Eplinius, Bruno: Der Bauvertrag auf der Grundlage von Erläuterungen zur Verdingungsordnung für Bauleistungen. 2. Aufl.

Berlin: Carl Heymann 1936. VI, 168 S. Format 8°. Preis geh. RM 9,—.

Bekanntlich haben jetzt die Bauarbeiten vergebenden staatlichen und städtischen Behörden sämtlich die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) maßgeblich eingeführt und sorgen für eine unverfälschte Anwendung ihrer Bestimmungen. Damit werden immer weitere Kreise gezwungen, sich mit der VOB genau vertraut zu machen, und es steht zu hoffen, daß sie in absehbarer Zeit Allgemeingut aller an der Bauwirtschaft Interessierten wird. Der Verfasser legt deshalb mit Recht seiner Arbeit über den Bauvertrag durchweg die Bestimmungen der VOB zugrunde. Den Zusammenhang der in der VOB verankerten Vertragsbestimmungen mit den gesetzlichen Bestimmungen des BGB. stellt er klar heraus. Seine Ausführungen sind auch dem Nicht-Juristen ohne weiteres verständlich.

Dem Verfasser ist voll zuzustimmen, wenn er im Vorwort darauf hinweist, wie bedenklich es erscheint, ohne zwingende Notwendigkeit in die b e s o n d e r e n Vertragsbedingungen Bestimmungen aufzunehmen, die mit dem Geist der VOB im Widerspruch stehen. Alle maßgebenden Stellen sollten darauf hinarbeiten, daß von den Bestimmungen der VOB nur aus ganz besonders gewichtigen Gründen abgewichen werden darf. Wenn sie weiterhin für eine einheitliche Handhabung der VOB und für eine ausreichende Belehrung ihrer Benutzer sorgen, so dürfte hinfür den Weiterungen und Unannehmlichkeiten, die sich so vielfach aus einer unklaren oder unzuverlässigen Vertragsformulierung ergeben, wirksam vorgebeugt sein. Dr. Günther, Berlin.

Bierett, G. und G. Grüning: Untersuchung über die Knickfestigkeit von gestoßenen Stützen mit plangefrästen Stoßflächen und nur teilweiser Stoßdeckung (Kontaktstöße) bei mittlerer und auβermittiger Belastung. Untersuchung über den Einfluß von Schrumpfspannungen in geschweißten Druckgliedern auf die Knickfestigkeit bei mittlerer und auβermittiger Belastung. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau. Ausgabe B, Heft 6. Mit 27 Textabb. Berlin: Julius Springer 1936. 22 S. DIN A4. Preis geh. RM 3,60.

Durch Versuche sollte festgestellt werden, ob die Tragfähigkeit eines Druckstabes abnimmt, wenn die Druckübertragung in einem Stoß nur teilweise durch Laschen geschieht, im übrigen aber durch unmittelbare Berührung der beiden gestoßenen Teile erfolgt, die dann aber sorgfältig zu bearbeiten sind. Nach mehreren Versuchen mit Stäben von kreuzförmigem Querschnitt, die im Staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem durchgeführt wurden, erscheint eine vollkommene Stoßdeckung durch Verlaschung bei Stäben mit kleinem Schlankheitsgrad ($\lambda < 75$) nicht unbedingt notwendig. Bei mittlerer und auch bei auβermittiger Belastung innerhalb des Kernes trat bei den Versuchen keine feststellbare Verminderung der Höchstlast ein. Aus dieser Feststellung kann bei Benutzung verschiedener Vorsichtsmaßregeln wohl praktischer Nutzen gezogen werden.

Die zweite Hälfte des Berichtes behandelt den Einfluß von Schrumpfspannungen auf die Knickfestigkeit. Stäbe IP 20 aus St 37.12 wurden in der Stabmitte durch Stumpfschweißung gestoßen. Es wurden die Schrumpfspannungen gemessen und vergleichende Knickversuche mit ungestoßenen und stumpf geschweißten Stäben (die Stumpfschweißung mit verschiedenen Schweißfolgen hergestellt) ausgeführt. Die Belastung der Druckstäbe erfolgte mittig und auβermittig. Es wurde dabei festgestellt, daß die Tragfähigkeit der stumpf geschweißten Stützen bei Belastung in der Richtung der Schrumpfdruckspannungen im Vergleich zu den ungestoßenen Stäben, nicht merklich herabgesetzt wird, obwohl

schon bei verhältnismäßig geringen Belastungen erhebliche bleibende Stauchungen eingetreten sind. Die Ergebnisse der Versuche weisen darauf hin, daß jedoch bei Druckstäben mit Selbstspannungen über die ganze Stablänge (z. B. Walzspannungen oder Schrumpfspannungen infolge in der Längsrichtung verlaufender Schweißnähte) mit einer gewissen Abminderung der Tragfähigkeit zu rechnen sein dürfte. Die im vorliegenden Heft beschriebenen Versuche verdienen jedenfalls weiteste Beachtung.

F. Schleicher, Hannover.

Löser, B.: Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932. Mit 212 Textabbildungen, 64 Zahlentafeln. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1936. 200 S. 17 × 24 cm. Preis geb. RM 7,80.

Das weitverbreitete Werk, das schon durch den Auflagen Erfolg seine Beliebtheit beweist, erscheint nun in der fünften Auflage. Der Inhalt hat, den Bedürfnissen der Konstrukteure entsprechend, eine Erweiterung erfahren. So wurden die Bemessungstafeln für Rechteck- und Rippenquerschnitte auf die Eisenbeanspruchungen von 1200, 1500, 1800 und 2200 kg/cm² erweitert, damit der Verwendung hochwertiger Baustähle Rechnung getragen. Die wertvollste Bereicherung erfährt das Buch jedoch durch die Hinzufügung eines neuen Abschnittes über die Berechnung der Fahrbahntafeln von Straßenbrücken. Hier ist das Notwendigste auf knappem Raum dargestellt und die angegebenen Formeln und durchgeführten Beispiele werden zweifellos für auf diesem Gebiete weniger Bewanderte eine willkommene Hilfe darstellen. Ein einfaches Näherungsverfahren für die Ermittlung der Verkehrsmomente in kreuzweise bewehrten Fahrbahnplatten, das nach Angabe des Autors Ergebnisse liefert, deren Übereinstimmung mit der strengen Theorie zufriedenstellend ist, wird die bislang erforderlichen, umständlichen Rechnungen ver-

einfachen. Der Wegfall einiger Lösungen von geringer Bedeutung aus der vierten Auflage wird gerne in Kauf genommen, da das Buch dadurch nicht allzu umfangreich wird. Da auch im Satz durch Hervorheben von Titeln und Formeln vorteilhafte Änderungen eingetreten sind, die die Übersichtlichkeit fördern, so kann man wohl sagen, daß die fünfte Auflage nicht nur erweitert, sondern auch verbessert erscheint.

Dr.-Ing. Pucher, Berlin.

Schrieber, K. und H. Eckermann: Das Recht der bildenden Künste. Berlin-Steglitz: Zunker und Dünnhaupt, 1936. VIII/142 S. Gr. 8°. Preis brosch. RM. 2,80.

Der Inhalt des Buches ist eine Zusammenstellung aller Gesetze und Verordnungen, die in der Folge des Reichskulturkammergesetzes erschienen sind. Der I. Teil enthält die Gesetze und Verordnungen, der II. Teil die amtlichen Bekanntmachungen und Anordnungen der Reichskulturkammer und der Reichskammer der bildenden Künste. In weiteren Abschnitten folgen die Verordnungen zur Durchführung des Reichskammergesetzes und die Gesetze und Durchführungsverordnungen der Versteigerungsvorschriften. In einem weiteren Teil sind die Verordnungen Zugehörigkeit zur Reichskammer und der Industrie- und Handelskammer enthalten, die Verordnungen, die Ablieferung von Druckschriften und über Berufsbezeichnungen. Weiterhin sind die Satzungen über das Wettbewerbswesen und die Anordnungen zum Schutze verschiedener Berufe, Gebrauchsgraphiker, Gartengestalter, Architekten, Kunst- und Antiquitätenhändler aufgenommen und durch die Gebührenordnungen der Architekten und der Gartengestalter ergänzt. Die verdienstvolle Zusammenstellung gibt Einblick in die Organisation und die gesetzliche Verankerung der Reichskammer der bildenden Künste und bildet ein praktisches Handbuch zur Orientierung über die bisher erlassenen Gesetze und Verordnungen.

Kanold, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 12. November 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 b, Gr. 41/10. L 89 441. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Baggerartiges Gerät zum Aushalten von Zwischenmitteln in Tagebaustößen. 28. XII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 169 508. Karl Brieden, Bochum. Vorrichtung zum Wiedergewinnen von Grubenstempeln und Wanderpfeilern. 23. IV. 35.
- Kl. 18 c, Gr. 2/23. B 173 276. Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Akt.-Ges., Bochum. Vorrichtung zum Abschreckhärten von Schienenköpfen bzw. einer Längsfläche von ähnlichen langgestreckten Werkstücken; Zus. z. Anm. B 165 088. 7. III. 36.
- Kl. 19 a, Gr. 23. P 70 878. Preußische Elektrizitäts-Akt.-Ges., Berlin. Ummantelung für beschädigte Tragseile an Kabelbagger- oder Seilbahnanlagen. 1. III. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 6/50. S 119 290. Hermann Siegrist, Frankfurt a. M. Tank- und Wendeanlage für Kraftfahrzeuge auf Autobahnen. 3. VIII. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 1/03. C 49 073. Compagnies Réunies des Glaces et Verres Spéciaux du Nord de la France, Boussois sur Sambre, Nord, Frankreich; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Unten offener trogförmiger Wandbaustein aus durchsichtigem Baustoff, z. B. durchsichtigem Glas. 9. IV. 34. Frankreich 26. VI. 33.
- Kl. 72 g, Gr. 2/05. L 86 365. Fr. H. Lübben vorm. Loges & Schwarz, Holzminden. Verfahren zum Tarnen und Haltbarmachen von teerhaltigen oder teerfreien Pappdächern. 7. VIII. 34.
- Kl. 81 c, Gr. 10. H 143 230. Hoesch-Köln-Neuessen Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Dortmund. Vorrichtung zum selbsttätigen seitlichen Lenken von Förderbändern, insbesondere Stahlförderbändern. 27. III. 35.
- Kl. 81 c, Gr. 122. K 136 622. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Vorrichtung zum Anheben und Fortbewegen schwerer Lasten, insbesondere von Ladebehältern. 23. I. 35.
- Kl. 84 b, Gr. 2. S 102 840. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Steuerung der Antriebsvorrichtung für den Trog von Schiffshebwerken. 19. I. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 130 887. Meco-Brennkraft-Maschinen G. m. b. H., Frankfurt a. M. Brennkraftdieselmotore. 30. IV. 35.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 19. November 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 a, Gr. 19/10. M 119 216. N. V. Smeltboring, Rotterdam, Niederlande; Vertr.: Dr. C. Wiegand u. Dr. E. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Tiefbohrungen. 19. III. 32.
- Kl. 5 b, Gr. 21/01. L 86 849. Dipl.-Ing. Arnold Lämmert, Berlin-Charlottenburg. Herstellen von Sprenglöchern. 29. X. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. M 130 165. Albert Mathée, Köln-Bayenthal. Eisenbahnschienenbefestigung durch Querkeilverspannung. 21. II. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 5/10. I 48 072. International Latex Processes, Limited, St. Peter Port, Guernsey, Kanalinseln; Vertr.: Dr. C. Wiegand u. Dr. E. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Straßendecke aus steinigen, kleinstückigen Straßenbaustoffen in Mischung mit Kautschuk und Verfahren zu ihrer Herstellung. 3. X. 33. Großbritannien 23. XI. 32 u. 14. IX. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 14/01. P 72 200. Julius Pintsch Akt.-Ges., Berlin. Signallaterne, insbesondere für Eisenbahnsignale mit beweglichen Blendeneinrichtungen. 28. XI. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 31. D 70 279. Fa. Friedr. Wilh. Daum, Remscheid-Bliedinghausen. Schienenstromschließer. 7. V. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 31. D 70 991. Fa. Friedr. Wilh. Daum, Remscheid-Bliedinghausen. Schienenstromschließer; Zus. z. Anm. D 70 279. 26. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 39. L 95 978. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Elektrische Sicherungsanlage für Eisenbahnsignale. 2. VI. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 39. V 31 300. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Sicherungseinrichtung für Überwege an eingleisigen Strecken. 17. XI. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 3. K 136 665. Dipl.-Ing. Hermann Kemper, Nortrup, Bez. Osnabrück. Schwebebahn mit räderlosen Fahrzeugen, die an eisernen Fahrschienen mittels magnetischer Felder schwebend entlang geführt werden. 10. VIII. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 78 084. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrdrähtenhalter; Zus. z. Pat. 620 453. 30. XII. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. S 118 549. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges. Berlin-Siemensstadt. Aufhängung für Fahrdrähte in Kurven. 5. VI. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. S 117 330. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Fahrleitung mit Kettenlinienaufhängung für elektrische Bahnen. 28. II. 35.
- Kl. 38 h, Gr. 4. A 74 298. Allgemeine Holzimprägnierung G. m. b. H., Berlin. Vorrichtung zum Einführen von durch Diffusion und Osmose im Holz verteilbaren wasserlöslichen Schutzstoffen an wechselnder Feuchtigkeit ausgesetzten Holzbauten. 5. X. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 9/01. H 145 686. Dr. Werner Hansen, Oberrödinghausen. Siebboden zur Vorrichtung zum Ununterbrochenen Löschen von Kalk od. dgl.; Zus. z. Pat. 618 671. 19. XI. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 8/18. S 117 377. Arthur Sprenger, Berlin-Halensee. Verfahren zur Herstellung feuerfester Steine. 4. III. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 9/05. F 76 989. Robert Frey, Berlin. Verfahren zur Herstellung von bildsamen Wärmeschutzmassen. 24. I. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. A 75 094. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Schalteinrichtung für beliebigen Einzel- oder Gruppenantrieb von Wehrschützen. 14. I. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 130 363. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Überlastungssicherung für den Turas von Baggereimerketten, Absetzern oder ähnlichen Geräten. 9. III. 35.
- Kl. 85 c, Gr. 2. K 130 814. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Verfahren zur Reinigung von Gas- und Schmelzwässern. 17. VII. 33.