

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 28. August 1925

Heft 37

Alle Rechte vorbehalten.

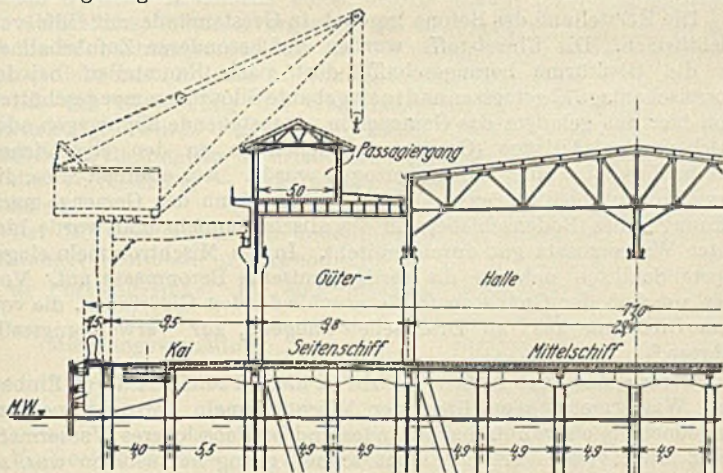
Pieranlage in Manila.

Von Dr.-Ing. Alfred Berrer, Tungchi Technische Hochschule, Woosung (China).

Im Rahmen eines großzügigen Hafenausbaues geht die Herstellung eines neuen Piers in Manila der Vollendung entgegen, der die am besten zeitgemäße Hafenanlage in Ostasien werden dürfte. Die nachstehenden Angaben hierüber sind dem Berichte des bauleitenden Hafeningenieurs, E. C. Earle, entnommen.¹⁾

In betrieblicher Hinsicht ist die Anlage bemerkenswert durch die völlige Trennung von Personen- und Güterverkehr, in baulicher Hinsicht besonders durch die Gründung auf schwere, 25 bis 34 m lange Eisenbetonpfähle, deren Herstellung, Transport und Rammung besondere Maßnahmen erforderte.

Der Pier hat eine Länge von 427 m bei einer Gesamtbreite von 71 m, er gestattet das gleichzeitige Anlegen von vier der größten Ozeanschiffe. Der mittlere Teil des Piers wird auf eine Länge von 382 m von der 49 m weiten dreischiffigen Güterhalle bedeckt, die beiderseits ein offenes Kai von 11 m Breite freiläßt. Die Kais tragen je ein Eisenbahngleis und werden von je 8 Halbportalkranen bestreicht. Der Fußboden von Halle und Kai, auf dessen Höhe sich der Güterverkehr abspielt, ist etwa 3,5 m über M.W. angeordnet. Rd. 9,5 m darüber, etwas höher als die Bordhöhe der großen Transpazifikdampfer, läuft über den äußeren Hallenschiffen je ein gedeckter Personengang, der mit dem Schiffsbord durch eine in den Gleisen der Portalkrane fahrbare Brücke verbunden werden kann. Die Personengänge münden an der Wurzel des Piers in die Empfangs- und Warterräume, die vom ebenerdigen Eingang durch Treppen und Aufzüge erreichbar sind. Die Eingangsfront ist architektonisch ähnlich wie die eines städtischen Bahnhofs-Empfangsgebäudes ausgestaltet. Der Zugang zu den Passagierdecks der Schiffe sticht somit in vorteilhafter Weise von den Dampferanlegestellen der übrigen Häfen Asiens ab, wo die Reisenden nur über Gleise, zwischen Warenstapeln und durch die Reihen der ein- und ausladenden Hafearbeiter zu den Schiffen gelangen können.



Wie aus der Abbildung zu ersehen, ist für die Bewältigung der Güter durch ein System von Krananlagen ausreichend gesorgt. In der Halle bewegen sich auf vier Kranbahnen 48 Laufkrane mit 2 bis 3 t Tragkraft. Um das etwa 30 m weit gespannte Mittelschiff möglichst übersichtlich zu gestalten, sind die beiden mittleren Kranbahnträger an der Dachkonstruktion aufgehängt.

Die Anordnung der Anlagen für den Warenumsatz sind durch die besonderen Verhältnisse in Manila bedingt. Nur ein geringer Prozentsatz der Güter wird auf die Bahn umgeschlagen, der weitaus größte Teil kommt von den Fabriken oder Lagerhäusern der Stadt oder ist für diese bestimmt; er muß, meist nach Zwischenlagerung in der Güterhalle, durch Lastwagen befördert werden. Dabei ist die im Empfangsgebäude untergebrachte Zollabfertigung zu passieren.

Die Gründungsart des Piers auf Eisenbetonpfählen wurde nach eingehenden Erwägungen und Bodenuntersuchungen gewählt. Die Bohrungen ergaben sehr wechselnde Bodenschichten, die von einer rd. 6 m starken Ablagerung weichen blauen Lehms überdeckt sind. Mit Rücksicht auf die große Menge anfallender Schwergüter war der

statischen Untersuchung eine Nutzlast von 1000 Pfund/Quadratfuß (4900 kg/m²) für die Hallen und von 750 Pfund/Quadratfuß (3700 kg/m²) für die Kais zugrunde zu legen. Damit und mit Rücksicht auf die konzentrierten Lasten des Ueberbaues ergab sich die Notwendigkeit, alle 3,35 m eine Reihe von 17 bzw. 25 (unter den Säulenstellungen) Pfählen zu je 100 t Tragfähigkeit zu rammen. Die Pfähle haben durchweg den gleichen quadratischen Querschnitt mit 61 cm Seitenlänge und einer Bewehrung von 8 R.-E. 25 mm Durchm. Die 6 mm starken Bügel sind im mittleren Pfahlteil in 30 cm Abstand angeordnet, an den Pfählenden aber wesentlich dichter gelegt (23, 15, 8 und 4 cm). Die Längsseisen ragen etwa 1 m über das obere Pfahlende heraus, ebenso ein haarnadelförmig gebogenes Eisen, das zum Einhängen in den Schkel des Hubseils dient. Das Mischungsverhältnis des Pfahlbetons 1:1/2:3 war sorgfältig abgestimmt und ergab Würfestigkeiten von 250 bis 370 kg/cm² nach 28 bis 40 Tagen. Insgesamt waren 2600 lange Eisenbetonpfähle mit einem Pfahlgewicht bis zu 32 t erforderlich.

Die Pfähle wurden auf einem abseits liegenden Platze hergestellt. Der ziemlich flüssige Beton wurde mittels Kübel eingebracht, die auf Tragsseilen zwischen zwei Holztürmen liefen. Die Türme, deren einer die Mischmaschine aufnahm, waren auf je sechs normalspurigen Plattformwagen befestigt, die ihrerseits auf zwei nebeneinanderliegenden Gleisen fahrbar waren, so daß jeder Punkt des Betonierfeldes von den Kübeln bestrichen werden konnte. Nach mindestens zweimonatiger Erhärtung wurden die Pfähle abtransportiert, indem sie durch einen Lokomotivkran an vier bis sechs Punkten gefaßt, in wagerechter Lage angehoben und zum Transportprahm befördert wurden. Die Betonanlage verarbeitete bis zu 175 m³ Beton täglich, entsprechend der Herstellung von 14 Pfählen.

Für das Rammen der Pfähle war eine schwimmende Riesen-Dampframme von der Bucyrus Co. of Milwaukee, Wisconsin, besonders konstruiert. Der Mäkler dieser Ramme befindet sich an einer Schmalseite des rechteckigen Pontons, der entsprechend der Lastverteilung dort den größten Tiefgang hat und nach der anderen Schmalseite zu flacher wird. Er ist an einem schweren Führungswagen befestigt, der samt dem Mäkler in Längsrichtung innerhalb eines Spielraums von 2,3 m beweglich ist. Die Querbeweglichkeit wird durch die Art und Weise der Befestigung des Mäklers am Führungswagen ermöglicht, und zwar sind die obere und die untere Haltevorrichtung je für sich allein beweglich ausgebildet, dergestalt, daß außer der Parallelverschiebung ein Neigen der Pfähle bis zum Verhältnis 3 zu 1 möglich ist. Auch in dieser Neigung kann der Mäkler seitlich auf 2,75 m bewegt werden. Die Beweglichkeit des Mäklers hat den großen Vorzug, daß der Rammponon nicht durch Verholen genau an die vorgesehene Stelle gebracht werden muß, was viel Zeit beansprucht²⁾ und selbst bei mäßigem Seegange kaum ausgeführt werden kann. Damit die Ramme während des Niederbringens der Pfähle unbedingt festliegt, sind an der vorderen Seite zwei, hinten eine, je 20 t schwere Nadeln angeordnet, die bis in die Lehmschicht hineingedrückt werden können, sobald der Pfahl zum Rammen bereit im Mäkler hängt. Zum Anheben der Pfähle sind seitlich des Führungswagens zwei Derricks angeordnet, die den Pfahl zunächst wagerecht vom Prahm heben, sodann langsam in schräge Lage bringen, bis das in die Ose am Pfahlkopf eingehakte Tragseil des Mäklers zur Wirkung kommt. Der Rammbar ist nicht wie bei der Universalramme als Dampfzylinder ausgebildet, sondern mit dem Dampfkolben verbunden. Er schlägt auf eine kräftige Schlaghaube, die auf einer hohl ausgebildeten Jungfer aus Gußstahl sitzt. Die Jungfer wird über die vorstehenden Bewehrungseisen und die Tragöse der Pfähle gestülpt, so daß diese beim Rammen nicht verletzt werden und später in das darüberliegende Plattenbalkensystem eingreifen können.

Die Pfähle wurden mittels Spülens eingebracht. Einige Probepfähle wurden wieder gezogen und zeigten keine wesentlichen Verletzungen durch das Rammen. Eine Anzahl anderer Pfähle wurde durch eine besondere Prüfvorrichtung mit der doppelten Nutzlast belastet, wobei eine Senkung von rd. 11 mm beobachtet wurde.

²⁾ Diese Erfahrung wurde mit der Riesenramme beim Bau der Lidingöbrücke gemacht, wo der Zeitverlust wegen der geringeren Pfahlzahl jedoch nicht so sehr ins Gewicht fiel.

¹⁾ The Far Eastern Review, April 1925.

Die Gesamtkosten des Bauwerks sollen sich auf 4 500 000 Dollar, d. i. 19 Millionen Goldmark belaufen.

Interessant ist der Vergleich der Pfahlabmessungen mit denen der Lidingöbrücke bei Stockholm.³⁾ Die Pfähle des vorstehend beschriebenen Bauwerks haben einen Querschnitt von 61 × 61 cm, eine

³⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 37, S. 405 u. f.

Größtlänge von 34 m und ein Gewicht bis zu 32 t. Die Pfähle der Lidingöbrücke, die als Hohlpfähle von 93 cm äußerem Durchmesser hergestellt und niedergebracht wurden, sind bis 45 m lang und hatten vor dem Ausbetonieren ein Gewicht bis zu 24 t. Überwogen hier die Abmessungen erheblich, so ist dort das Gewicht der Pfähle das größere. Jedenfalls dürften die in den beiden Fällen verwendeten Rammen, jede in ihrer Art, die größten und schwersten der bisher gebauten sein.

Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. E. Weise, Berlin-Schöneberg.

I. Aufgabe.

Der Zweck jeder Betonierarbeit ist, einen Baukörper von bestimmten Formen und mit bestimmten Haupteigenschaften herzustellen. Unter Haupteigenschaften des Betons werden hier seine Druckfestigkeit und Dichtigkeit verstanden. Für eine möglichst vollkommene Erreichung dieses Zieles ist es wichtig, ein brauchbares Mittel zur Vorausbestimmung der Haupteigenschaften eines Bauwerks zu besitzen. Im Gegensatz zu anderen Bauweisen ergibt sich hierbei insofern eine besondere Schwierigkeit, als die Beanspruchungen des Betons nicht von den einzelnen Baustoffelementen für sich bei durchsichtigem Kräfteverlauf aufzunehmen sind, sondern durch ihr Zusammenwirken in einem Verbundkörper von durchaus einmaliger Zusammensetzung, einmalig bezüglich der räumlichen Verteilung der Einzelstoffe und — auch bei sorgfältigster Auswahl — in bezug auf ihre Beschaffenheit. Diese Tatsache des „Einmaligen“ und zugleich „Zufälligen“ wird noch durch verschiedene, vorher nicht zu erfassende Einflüsse während des Betoniervorganges verstärkt, wie beispielsweise durch Einwirkung der Witterung oder auch durch die Notwendigkeit, Arbeitsfugen anzuordnen. Es kann sich demnach bei Betonbauten von vornherein nur um die Vorausbestimmung von mittleren Haupteigenschaften handeln (siehe „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton“ vom 13. I. 1916, § 3, Anm. 2 und Anhang § 7, Absatz 6).

Der naheliegende und übliche Weg, sich über die mittleren Haupteigenschaften des Betons ein brauchbares Bild zu verschaffen, ist die Herstellung und Untersuchung von Probewürfeln möglichst gleicher Beschaffenheit und Zusammensetzung der Einzelstoffe. Bei Gußbeton ist offenbar dieser Weg gegenüber Stampfbetonuntersuchungen insofern sicherer, als das Bauwerk wesentlich weniger Arbeitsfugen enthält und als sich hier eine dem Bauvorgang entsprechende Durcharbeitung des Betons eher erreichen läßt. Andererseits ist jedoch bei Gußbeton-ausführungen die Menge des zugesetzten Leitungswassers, der Wasserzusatz, wesentlich größeren Veränderungen unterworfen, vom Zeitpunkte der Wasserbeigabe an bis zur Fertigstellung des Bauwerks. Hinzu kommt, daß bei der Herstellung von Probewürfeln der günstige Einfluß der Zusammendrückung des Gußbetons durch das Schwerkraft hoher Arbeitsschichten fehlt und daß — sofern auf der Baustelle Gießrinnen Verwendung finden — die Probewürfelmischungen schwer in dem entsprechenden Maße eingeschlammmt werden können, wie das bei der fließenden Bewegung in den Gießrinnen geschieht.

Im folgenden soll nun untersucht werden, inwieweit nach den Geestemünder Erfahrungen tatsächlich die Güte von Gußbetonbauwerken, d. h. die Haupteigenschaften des fertigen Betons im voraus durch Probewürfel festgestellt werden können. Zugleich soll an gegebener Stelle die in Geestemünde angewandte Art der Regelung des Wasserzusatzes Beurteilung finden.

Hierzu ist es nötig, den Wassergehalt des Geestemünder Schleusenbauwerks zu ermitteln. Dieser soll im folgenden auf den Zeitpunkt bezogen werden, wo die flüssige Betonmasse an der Verwendungsstelle so weit abgebunden ist, daß sie einen festen Betonkörper darstellt. Spätere Veränderungen des Wassergehaltes infolge Verdunstung des im festen Betonkörper noch enthaltenen und mit der Außenluft in Verbindung stehenden, nicht chemisch gebundenen (freien) Wassers und durch Wasseraufnahme beim Anlassen des ausgeschalteten Betons oder bei Niederschlägen werden demnach aus dem Kreise der Betrachtungen ausgeschlossen.

II. Wasserzusatz und seine Abhängigkeiten.

Um die Grenzen und Abhängigkeiten des Wassergehaltes festzustellen, ist zunächst der Wasserzusatz zu bestimmen. Auch sind alle Einwirkungen, die diesen irgendwie beeinflußt haben, nach Möglichkeit klarzustellen.

Welche Unsicherheit ganz allgemein in der Beurteilung des Wasserzusatzes besteht, mögen einige kurze Auszüge aus Veröffentlichungen zeigen: So sagt z. B. E. Probst:¹⁾

¹⁾ E. Probst, Untersuchungen mit Gußbeton, „Der Bauingenieur“ 1923, Heft 24, S. 642.

„Stellt man Probekörper her mit einem dem Gußbeton entsprechenden Wasserzusatz, ohne das Material durch die Rinnen laufen zu lassen, so wird man nicht erwarten dürfen, an derartigen Probekörpern Eigenschaften von Gußbeton studieren zu können.“ Weiterhin erfährt man über den Wasserzusatz von H. Burchartz:²⁾

„Bestimmte Regeln lassen sich über den Zusatz von Wasser nicht aufstellen . . .“ „Mittel, um die Richtigkeit des Wasserzusatzes für einen bestimmten Zweck zu überprüfen, sind nicht bekannt.“³⁾

E. Probst³⁾ sagt an anderer Stelle:

„Sowohl bei Hand- als auch bei Maschinenmischung spielt die Anmachwassermenge eine wichtige Rolle. Bestimmte Angaben lassen sich jedoch in dieser Richtung nicht machen . . .“ „Je nach dem verwendeten Material und nach dem Zweck des zu verarbeitenden Betons wird man am zweckmäßigsten in jedem gegebenen Falle untersuchen, welcher Wasserzusatz notwendig ist.“

In ähnlichem Sinne faßte bereits früher P. Haves⁴⁾ zusammen, daß der Wasserzusatz von „Fall zu Fall festzustellen ist“, oder nach Gary⁵⁾ „nach dem Gefühl bestimmt werden sollte“.

Die angeführten Äußerungen werden genügen, um die Notwendigkeit zu erweisen, jede Gelegenheit, namentlich bei Gußbetonausführungen, zu benutzen, um den Wasserzusatz und Wassergehalt in ihrer Höhe und ihren Abhängigkeiten nach Möglichkeit zu bestimmen.

Zur Beurteilung der möglichen Abhängigkeiten des Wasserzusatzes — d. h. der Raummenge des dem Betongemenge zugesetzten Leitungswassers — und seiner Feststellung im einzelnen seien der Geestemünder Betoniervorgang und das Verfahren zur Regelung des Wasserzusatzes kurz geschildert:

Die Herstellung des Betons geschah in Geestemünde mit Hilfe von Gießtürmen. Die Einzelstoffe wurden auf besonderen Zufuhrbahnen an die Gießtürme herangeschafft, dort nach Raumteilen bei der Vormischanlage abgemessen und in eingebaute Silos zusammengeschüttet. Von hier aus gelangte das Gemenge in untenstehende Kippwagen oder taschenartige Aufzüge (Gossen), in denen es zu den eigentlichen Mischanlagen im Gießturm aufgezogen wurde. Aus eisernen Silos, die das Mischgut hier zunächst aufnahmen, fiel dann das Gemenge nach Öffnung eines Bodenschleibers in die Mischtrommeln und wurde hier unter Wasserzusatz gut durchgemischt. In die Mischtrommeln eingeführte Schlitten nahmen die fertig gemischte Betonmasse auf. Von hier aus floß der Gußbeton in die anschließenden Gießrinnen, die von dem Gießturm aus, an Drahtseilen hängend, zur Verwendungsstelle führten.⁶⁾

Die Regelung des Wasserzusatzes ist hierbei zunächst durch Einbau von Wassermeßgefäßen über den Mischtrommeln versucht worden. Da jedoch ein einwandfrei arbeitendes und betriebssicheres Wassermeßgefäß trotz vieler Versuche nicht schnell genug herzustellen war, so wurde der Wasserzusatz in folgender Weise laufend nachgeprüft:

Unmittelbar vor dem Auslauf der in den Mischtrommeln endenden Wasserzulaufrohre wurde je eine geliebene Wasseruhr eingebaut. Die Wasseruhren wurden jeweils zu Beginn und bei Beendigung des Betonierens der 2 bis 4 m hohen Betonschichten, deren Inhalt genau nach der Anzahl der eingebrachten Betonmischungen errechnet werden konnte, abgelesen. Der Unterschied dieser Ablesungen ergab den jeweiligen Wasserzusatz.

²⁾ H. Burchartz, Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, Band II, Berlin 1921, S. 68.

³⁾ E. Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, Berlin 1917, I. Band, Seite 22.

⁴⁾ P. Haves, Studie über Gußbeton, Berlin 1916, S. 13.

⁵⁾ Gary, Deutscher Ausschluß für Eisenbeton, Heft 29.

⁶⁾ S. hierzu die ausführliche Beschreibung des Betoniervorganges in den Veröffentlichungen Arp und Gaye, „Das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde und die Erfahrungen mit Gußbeton“ im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 38, 40, 41, sowie Agatz, „Das Gußbetonverfahren“ im Bauingenieur 1923, Heft 9.

Während des Betonierens wurde außerdem der Gußbeton unter folgenden Gesichtspunkten dauernd überwacht:

a) Die Bewegung des flüssigen Mischgutes in den Gießrinnen muß für alle Bestandteile des Betongemenges gleichmäßig vor sich gehen, d. h. ein Voraneilen von größeren Stoffen wird durch entsprechende Verringerung des Wasserzusatzes, also durch Herstellung einer steiferen Mischung, verhindert.

b) Rinnenverstopfungen lassen auf zu trockenes Betonieren schließen. In diesem Falle wird die Wasserbeigabe entsprechend erhöht.

c) Scheiden sich beim Betonieren an der Oberfläche des Baublocks größere Wassermengen aus, so wird der Wasserzusatz entsprechend verringert.

Auch bildete sich bei den Bedienungsleuten der Mischtrommeln die das in die Gießrinnen abfließende Mischgut ständig vor Augen hatten, sowie bei den Betonarbeitern im Baublock, die in der flüssigen Masse standen und diese zu verteilen und durchzurühren hatten, allmählich im Laufe der Bauausführungen für das Auge ein Maßstab heraus zur Beurteilung des augenblicklichen Wasserzusatzes. So durfte z. B. die Eindringtiefe der im Beton stehenden Arbeiter 35 bis 40 cm nicht übersteigen, wobei zu bemerken ist, daß die Eindringtiefe auch wesentlich von der Größe des betreffenden Baublocks abhängt.

Die Feststellung von gesetzmäßigen Abhängigkeiten des Wasserzusatzes wird nun zunächst dadurch erschwert, daß in dem vorliegenden Falle keine zielbewußt angelegten Versuchsreihen, die auszuwerten wären, vorliegen. Ihre Durchführung wäre zu zeitraubend und kostspielig gewesen. Es handelt sich hier vielmehr um Baustellenbeobachtungen, die nur die während der Betoniarbeit gegebenen zufälligen Verhältnisse zum Gegenstande haben können. Solche Baustellen-Feststellungen werden im Vergleich mit Laboratorium-Untersuchungen als gewissermaßen roh bezeichnet werden müssen, da mit größeren Fehlerquellen der Beobachtungen zu rechnen ist. Denn die praktischen Rücksichten der Bauausführung müssen vielfach den Nebenzweck wissenschaftlicher Forschung in der Wahl günstigster Versuchsanordnungen beeinträchtigen. So ist die Genauigkeit der Wasseruhrablesungen und der Feststellung der diesen Ablesungen entsprechenden Mischungszahl oder die Gleichmäßigkeit der Füllung der Meßgefäße für die Einzelstoffe in der Vormischanlage von der Aufmerksamkeit der mit der Ausführung Beauftragten abhängig. Auch kann der Grad der Zusammenrüttelung der Einzelstoffe in den Meßgefäßen nur bis zu einem gewissen Grade als gleichmäßig angesehen werden. Andererseits bietet jedoch gerade die Untersuchung von tatsächlichen Betoniervorgängen die denkbar beste Gewähr dafür, daß die Beobachtungsergebnisse für die tatsächlichen Verhältnisse der Praxis, nicht nur für Ideal-Anordnungen Geltung haben.

Bei der Errechnung des Wasserzusatzes zur Ermittlung seiner Schwankungen wurde nun die zugesetzte Wassermenge zu den entsprechenden Raumteilen naturfeuchten Gemenges in Beziehung gesetzt, da die Vormischung — wie bereits erwähnt — nach Raumteilen geschah.

Bei den Geestemünder Betonierungsarbeiten kamen die folgenden Mischungsverhältnisse in Anwendung:

a) Portlandzement, für eine Mischung	156 l Zement
	60 l Traß
Mischungsverhältnis:	375 l gr. Kies
1 : 2/5 : 5.	375 l feinen Kies
	55 l Sand
	1021 l.

b) Hochofenzement wie unter a), nur 20 l Traß, also Mischungsverhältnis 1 : 1/8 : 5 und Rauminhalt = 981 l.

c) Bei Traßmangel, ohne Traß, also Mischungsverhältnis 1 : 5 Eine Mischung = 961 l.

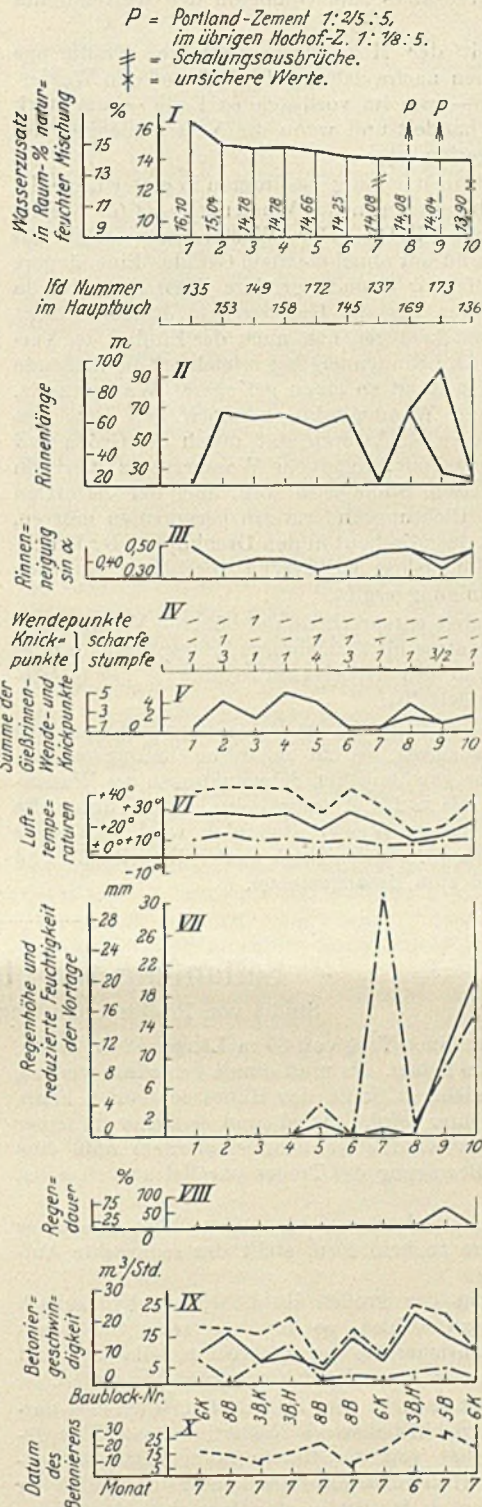
Die genannten Gemenge sind stark gemischtkörnig mit folgender Zusammensetzung:

a) des Feinkieses:	
70 G. P. (Gewichtsprozente)	unter 7 mm Korngröße
30 G. P.	von 7 bis 70 mm "
b) des Grobkieses:	
20 G. P.	unter 7 mm Korngröße
80 G. P.	von 7 bis 70 mm "
c) des Sandes:	
100 G. P.	unter 7 mm Korngröße

Die Unterschiede der angewandten Mischungsverhältnisse sind jedenfalls sehr gering.

Um nun ein Bild von den Abhängigkeiten des Wasserzusatzes zu bekommen, ging man folgendermaßen vor: Die 78 für die einzelnen Betonierungsabschnitte (Arbeitsschichten) ermittelten Werte des Wasserzusatzes wurden nach ihrer Größe geordnet auf Millimeter-

papier aufgetragen, wobei die Ordinaten die Größe des Wasserzusatzes angeben, während die Abszisse zur Aufreihung der einzelnen Betonierungsfälle dient. Senkrecht unter den einzelnen Ordinaten dieser Darstellung wurden dann die entsprechenden Werte der Größen zur Darstellung gebracht, die auf die Höhe des Wasserzusatzes ganz allgemein von Einfluß sein können. Hierbei ergeben sich mehrere Linienzüge, deren mehr oder weniger mit der Auftragung der Wasserzusatzlinie übereinstimmender Verlauf auf den Grad der Beeinflussung des Wasserzusatzes schließen läßt. Zum leichteren Verständnis ist in Abb. 1



die Größe des Wasserzusatzes angeben, während die Abszisse zur Aufreihung der einzelnen Betonierungsfälle dient. Senkrecht unter den einzelnen Ordinaten dieser Darstellung wurden dann die entsprechenden Werte der Größen zur Darstellung gebracht, die auf die Höhe des Wasserzusatzes ganz allgemein von Einfluß sein können. Hierbei ergeben sich mehrere Linienzüge, deren mehr oder weniger mit der Auftragung der Wasserzusatzlinie übereinstimmender Verlauf auf den Grad der Beeinflussung des Wasserzusatzes schließen läßt. Zum leichteren Verständnis ist in Abb. 1

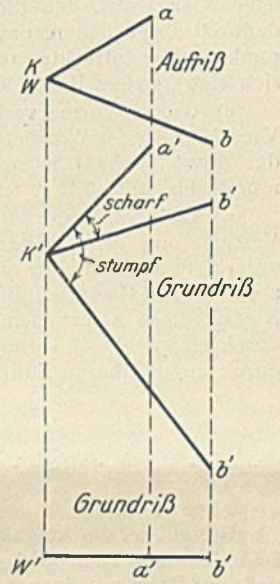


Abb. 2. Rinnenführung.

die Auftragung teilweise wiedergegeben worden. Bei der Darstellung der jeweiligen Rinnenführung wurde unterschieden zwischen Rinnenlänge, Rinnenneigung, Rinnenwendepunkten sowie scharfen und stumpfen Knickpunkten (s. hierzu Abbild. 2).

Als Ergebnis dieser Darstellung darf zusammengefaßt werden, daß die Schwankungen des Wasserzusatzes in erster Linie durch die Witterungseinflüsse bestimmt werden, besonders für die Größt- und Kleinstwerte. Mittlere Lufttemperaturen, die die Höhe von $\approx +15^\circ\text{C}$ — ansteigend bis auf $+28^\circ\text{C}$ — überschreiten, haben in erster Linie eine Erhöhung des Wasserzusatzes von $\approx 13,3$ bis auf $16,1$ R.P. zur Folge. Die Regenhöhen über ≈ 5 mm bis $16,8$ mm haben offenbar vor allem eine Verminderung des Wasserzusatzes von $\approx 11,5$ bis zu $9,7$ R.P. bewirkt. Die Schwankungen des Wasserzusatzes innerhalb der Grenzen von ≈ 12 bis

13 R.P. werden in erster Linie durch die Rinnenlängen und Rinnenneigungen bedingt.

Es lassen sich weiterhin in einzelnen folgende Sätze über die Abhängigkeiten des Wasserzusatzes zum Gußbeton der Geestemünder Doppelschleuse aufstellen:

a) Die Verschiedenheit der Mischungsverhältnisse (Traßmenge und Zementsorte) übt keinen nachweisbaren Einfluß auf den Wasserzusatz aus, wenn es sich — wie im vorliegenden Falle — um stark gemischtkörnige Gemenge handelt und wenn die Verschiedenheit der Bindemittelzuteilung nur gering ist.

b) Rinnenlänge und Rinnenneigung bestimmen in erster Linie die gewöhnlichen mittleren Schwankungen des Wasserzusatzes (in Geestemünde im Umfange von ≈ 1 R.P.). Der Wasserzusatz steigt mit zunehmender Rinnenlänge und mit abnehmendem Gefälle. Eine längere Rinnenführung erfordert offenbar deshalb größere Wasserbeigabe, da mit der Zunahme des Weges, den der Gußbeton, in dünner Schicht fließend, in den Rinnen zurückzulegen hat, auch der Einfluß der Verdunstung wächst. Eine größere Rinnenneigung erleichtert die fließende Bewegung des Betons und bedingt so einen geringeren Wasserzusatz. Die Rinnenknickpunkte und Wendepunkte scheinen den Fluß des Betons nicht in dem Maße zu erschweren, daß durch die Größe und die Häufigkeit der Richtungsänderungen der Wasserzusatz merklich beeinflußt würde. In gewissem Sinne wird wohl auch der Verlust an lebendiger Kraft, den die Richtungsänderungen hervorrufen müssen, dadurch ausgeglichen, daß das Mischgut in den Drehköpfen der Bruchpunkte eine lotrechte, reibungslose Fallstrecke durchläuft, wodurch sich eine gewisse Beschleunigung ergibt.

c) Große Wärme verlangt entsprechend der höheren Verdunstung Vergrößerung des Wasserzusatzes bis zu mehreren Raumprozenten über das gewöhnliche Höchstmaß des Wasserzusatzes hinaus (in Geestemünde bis zu ≈ 3 R.P. festgestellt).

d) Größere Niederschläge während des Betonierens bedingen eine Verringerung des Wasserzusatzes bis zu mehreren Raumprozenten unter dem Mindestwerte der gewöhnlichen Schwankungen des Wasserzusatzes (in Geestemünde bis ≈ 2 R.P. festgestellt), indem durch die Niederschläge selbst dem Beton Wasser zugeführt wird, und zwar durch entsprechend vermehrte Naturfeuchtigkeit der Einzelstoffe und durch unmittelbaren Zufluß zum Betongemenge.

e) Die Feuchtigkeit der Tage vor dem Betonierbeginn scheint im allgemeinen keinen wesentlichen Einfluß auf den Wasserzusatz auszuüben. Die durch größere Niederschläge an den Vortagen hervorgerufene Vermehrung der Naturfeuchtigkeit der im Freien lagernden Einzelstoffe wirkt nur dann in wassersparendem Sinne auf den Wasserzusatz ein, wenn die Witterung bis zum Betonierbeginn feucht bleibt, und die Verdunstung daher gering ist.

f) Eine Gesetzmäßigkeit der Beeinflussung des Wasserzusatzes durch Betoniergeschwindigkeit und die Dauer von Störungen ist nicht zu erkennen.

Die vorstehend genannten Sätze werden nun für die Feststellung von Grenz- und Mittelwerten des Wasserzusatzes, die der Ermittlung des Wassergehaltes des festen Betons zugrunde zu legen sind, von Bedeutung sein.

Aus den für die einzelnen Arbeitsschichten errechneten Wasserzusätzen ergeben sich die folgenden Mittelwerte:

Mischung:	1: $\frac{1}{8}$: 5	1: $\frac{2}{5}$: 5	1: 5	Zus.
	12,82 R.P.	11,94 R.P.	12,21 R.P.	12,50 R.P.

Da nun die Unterschiede dieser mittleren Prozente für die einzelnen Mischungsverhältnisse — wie im vorstehenden abgeleitet wurde — in erster Linie auf die Witterungseinflüsse und die jeweilige Rinnenführung, nicht aber auf die Verschiedenheiten der Mischungsverhältnisse zurückzuführen sind, wird im folgenden von einer Unterscheidung je nach dem Mischungsverhältnis abgesehen werden dürfen. Als Mittelwert des Wasserzusatzes zum Gußbeton der Geestemünder Doppelschleuse können daher 12,5 R.P., auf naturfeuchtes Gemenge bezogen, der Rechnung zugrunde gelegt werden. Die bei der Ermittlung des Wasserzusatzes festgestellten Grenzwerte sind: Höchstwert: 16,10 R.P., Kleinstwert: 9,67 R.P. Für die weitere Rechnung empfiehlt es sich jedoch, derartige Grenzwerte zugrunde zu legen, die solche Wassermengen nicht betreffen, die nach den vorstehend festgestellten Ergebnissen der Wasserzusatzabhängigkeiten für den Wassergehalt von vornherein bestimmt bedeutungslos sein müssen, d. h. Ersatz für ungewöhnlich hohe Verdunstung oder Ersparnis an Zusatzwasser infolge ungewöhnlich hohen Regenflusses. Unter diesem Gesichtspunkte soll im folgenden mit den nachstehenden Grenzwerten gerechnet werden: Höchstwert 15,0 R.P., Kleinstwert 10,0 R.P., und zwar auf naturfeuchtes Gemenge bezogen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Seilauzug für ein Schiffshebewerk.

Studie von Professor Dr.-Ing. O. Krell, Berlin-Siemensstadt.

Gestellt sei die Aufgabe, einen Trog von 85 m Länge, 12 m Breite, 3600 t Gewicht 36 m hoch zu heben. Es muß damit gerechnet werden, daß der Trog an einer beliebigen Stelle des Hubes leerlaufen kann, wodurch er um 2500 t leichter wird. Dabei muß er sicher in seiner jeweiligen Lage festgehalten werden können. Außerdem muß eine vollkommen zwangläufige Bewegung des Troges parallel zu sich selbst gewährleistet sein.

Das einfachste Mittel, eine Last auf kürzestem Wege aus einer tieferen Lage in eine höhere zu befördern, stellt der senkrechte Aufzug dar.

Verboten es sich wegen der großen Hubhöhe, ein hydraulisch ausgewuchtetes Hebewerk zu wählen, so kann an seine Stelle mit Aussicht auf gleiche Betriebsicherheit der senkrechte Seilauzug mit mechanischer Auswuchtung der Last durch Gegengewichte treten.

Eine solche Lösung liegt z. B. in dem in Abb. 4 u. 5 (S. 494) dargestellten Entwurf für das Schiffshebewerk Niederfinow vor, der gelegentlich eines Wettbewerbes von der Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen i. Rhld., der Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin, der Deutschen Maschinenfabrik A.-G., Duisburg, der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich, und dem Königl. Baurat Roeder, Wiesbaden, im Jahre 1912 ausgearbeitet wurde.

Auf diesem Entwurf baut die vorliegende Studie auf, indem sie den Versuch macht, die in der Verwendung von Drahtseilen gegebenen Vorteile weitestgehend auszunutzen, wozu besonders die im Wesen des elektrischen Antriebes gelegene Eigenschaft der leichten Unterteilbarkeit und feinen Regelbarkeit die Hand bietet.

Im Seil, besonders im Drahtseil, besitzt die Technik ein an Betriebsicherheit kaum überbietbares Mittel zum Heben von Lasten. Diese Betriebsicherheit beruht auf der Parallelschaltung des an sich schon durch seine Herstellungsweise höchste Zuverlässigkeit und Homogenität gewährleistenden Drahtes. Im Ziehvorgang wird das Drahtmaterial einer überaus scharfen Sichtung unterworfen, so daß unganze oder sonst fehlerhafte Stellen durch Reißen während des Ziehens von selbst ausgemerzt werden.

Schaltet man nun diese höchst betriebsicheren Seile zum Heben der langgestreckten Last des Troges selbst wieder parallel, indem

man eine große Anzahl von ihnen (in unserem Falle 320 Stück) verwendet, so wird dadurch die Betriebsicherheit noch weiter gesteigert. Es müßte daher bei einer derartigen Anordnung als übertriebene Vorsicht bezeichnet werden, wenn man bei der Berechnung der Seilstärken eine zu hohe Bruchsicherheit, z. B. eine zehnfache, zugrunde legen würde, was nur zur Folge hätte, daß man dicke, übermäßig steife Seile, große Rollen- und Trommeldurchmesser und verringerte Lebensdauer der Seile in Kauf nehmen müßte. Diese Vorsicht darf man erst recht außer acht lassen, wenn man sich der Mittel bedient, die der Elektrotechnik im Verein mit dem allgemeinen Maschinenbau zur Verfügung stehen, um die Seile mit völliger Sicherheit zum gleichmäßigen Tragen zu bringen und sie während des ganzen Betriebes in diesem Zustande zu erhalten. Der Elektrotechniker besitzt in seinem Gleichstrom-Elektromotor eine Vorrichtung, mit der er in geradezu idealer Weise Drehmomente, d. h. also Zugkräfte, bis auf Bruchteile eines Prozentes genau beherrschen kann. Insbesondere kann er eine beliebige Anzahl solcher Motoren so schalten, daß sie unter sich in jedem Betriebszustande genau gleiche Drehmomente, d. h. Zugkräfte, erzeugen.

Wenn nun die Aufgabe, eine große Anzahl parallel geschalteter Zugorgane zum ganz gleichmäßigen Tragen zu bringen, so im Vordergrund der technischen Forderungen steht, wie dies z. B. bei einem senkrechten Schiffshebewerk der Fall ist, so würde man dem gegenwärtigen Stande der Technik nicht gerecht werden und seine Möglichkeiten nicht ausschöpfen, wenn man auf die Ausnutzung dieses nur von der Elektrizität dargebotenen Vorteils verzichten wollte.

Hat man aber wirklich die Gewähr, daß alle Seile gleichmäßig zum Tragen kommen, dann darf man füglich auf eine höhere als eine vier- bis höchstens fünffache Bruchsicherheit verzichten und erhält dann dünne, lehnige Seile, geringe Trommeldurchmesser, geringe Seilsteifigkeitsverluste und große Lebensdauer der Seile.

Das Hebewerk ist nun folgendermaßen gedacht:

Der 85 m lange, 3600 t wiegende Trog ist an 320 Drahtseilen von 30 mm Durchm., die möglichst gleichmäßig in Gruppen von 10 Stück über die ganze Länge und zu beiden Seiten des Troges verteilt sind, aufgehängt. Die Seile laufen in Gruppen zu fünf, jedes in dreieinhalbfacher Umschlingung, also in praktisch genügend sicherem Reibungs-

schluß, über Trommeln mit rechts- bzw. linksgängigen Schraubenrillen (Trommeldurchmesser 2,2 m) und tragen an ihrem anderen Ende Gegengewichte zur Auswuchtung des Troges. Je zwei Trommeln — eine mit rechtsgängiger und eine mit linksgängiger Schraubenrille — sind zu einem Windwerk zusammengefaßt, indem die gegeneinandergekehrten Trommelenden mit Zahnkränzen versehen sind, in die ein

gefaßt, die gemeinsam ein Gegengewicht tragen. Durch die Gegenläufigkeit der Schraubenrillen wird erreicht, daß sich trotz des Wanderns der Seile auf den Trommeln die Befestigungspunkte am Trog und an den Gegengewichten in der Senkrechten bewegen.

Es gilt nun noch, die bei der Zusammenfassung von 10 Seilen an einem Gegengewicht bezüglich der gleichmäßigen Verteilung der Seilspannungen etwa auftauchenden Bedenken zu zerstreuen.

Es ist erforderlich, die hier eintretenden Verhältnisse etwas ausführlicher zu behandeln, weil die Anordnung von den sonst im Hebezeugbau üblichen Mitteln zur gleichmäßigen Verteilung von Seilspannungen nicht unwesentlich abweicht. Sie bringt aber den Vorteil einer gedrängten Windwerkkonstruktion, einer einfachen und sicheren Verbindung der Seile mit den Gegengewichten und beseitigt die Sorge um die Sicherung der Gegengewichte gegen Abfallen beim Bruch eines Seiles. Sie hat also große konstruktive Vorteile, wenn eine genügend gleichmäßige Belastung der parallel geschalteten Seile gewährleistet werden kann. Letzteres soll auf folgende Weise erreicht werden.

Die Seile werden unter Verwendung von Gummipuffern oder Schraubenfedern einerseits am Trog, andererseits unter Durchföhrung durch die Gegengewichte an diesen letzteren befestigt (Abb. 1). Vorher werden sie einzeln in mehrstündigem Betrieb unter derjenigen Belastung, die sie im späteren Hebewerkbetriebe aufzunehmen haben, durch Hin- und Herfahren gereckt, in diesem gereckten Zustand auf gleiche Länge gebracht und dann erst eingebaut. Die Spannmuttern werden dann bei allen Seilen einer Gruppe so angezogen, bis die auf gleiche Federkraft geprüften Federn oder Gummipuffer unterhalb des Gegengewichts für alle Seile gleich stark zusammengedrückt sind. Hierin besitzt man ein einfaches, augenfälliges und sicheres Mittel, die Seilspannungen auf ihre Größe zueinander dauernd zu überwachen und einzustellen. Außerdem muß noch dafür gesorgt werden, daß die Durchmesser der Rillentrommeln auf dem Grunde der Rillen bei allen Trommeln genügend genau gleich ausgeführt werden, d. h. die Trommeln müssen genau zylindrisch sein. Die selbsttätige Einstellung der an einem Gegengewicht befestigten Seile auf annähernd gleiche Spannung tritt auch ohne Zwischenschaltung einer Federung dadurch ein, daß jedes Seil, das sich mehr längen will als die anderen, sich dadurch sofort selbst entlastet und damit die Ursache zur stärkeren Dehnung beseitigt. Die Seile wirken dabei durch ihre Elastizität selbst wie Federn. Sämtliche Seile stellen sich so auf Spannungen ein, die nur wenige Prozent voneinander abweichen können. Die Federanordnung dient einerseits dazu, die Seilspannungen einer dauernden Kontrolle zugänglich zu machen, andererseits ist sie auf der Trogseite besonders wichtig, um die Gewißheit zu haben, daß die Seile auch hier dauernd unter Spannung gehalten werden, weil dies zur Sicherung eines zuverlässigen Reibungsschlusses erforderlich ist. Auf der Gegengewichtseite ist diese Gewähr von selbst gegeben, und die Federungen dienen hier lediglich zur Kontrolle der einzelnen Seilspannungen. Auf der Trogseite dagegen könnten durch irgendwelche Umstände, besonders beim Leerlaufen des Troges, elastische Formänderungen auftreten, die trotz ihrer Geringfügigkeit über die eigene Elastizität der Seile hinausgehen, dadurch Entlastungen einzelner Seilgruppen bedingen und so den Reibungsschluß beeinträchtigen könnten. Einer solchen Befürchtung wird durch die federnde Befestigung der Seilenden am Trog ihre Grundlage entzogen. Bei der in Aussicht genommenen Anordnung sind die Umschlingungen der Einzelseile so dicht nebeneinander gelegt, daß das auflaufende Trum des einen Seiles sich schon nach einer halben Trommelumdrehung in die Rille, die vom ablaufenden Trum des Nachbarseiles freigegeben worden ist, einlegt. Die Nachbarseile laufen also hier zum großen Teil nicht nur auf gleichen, sondern sogar auf denselben Rillendurchmessern.

Auf diese Weise entstehen auf jeder Trogseite 16 von ebenso vielen Elektromotoren angetriebene Doppelwindwerke (Abb. 2, s. Tafel).

Die Anker sämtlicher Motoren und sämtliche Feldwicklungen sind hintereinander geschaltet (siehe Schaltbild, Abb. 3), wodurch erreicht wird, daß alle Motoren genau das gleiche Drehmoment abgeben, und zwar bei jeder Fördergeschwindigkeit. Die Motoren in dieser Schaltung stellen das Vorbild eines bis zum äußersten pflichtgemäßen, aber auch völlig ehrgeizlosen Zusammenarbeitens dar. Jeder sucht einerseits pflichtgemäß genau soviel an Zugkraft zu leisten wie der andere, andererseits aber auch ganz ehrgeizlos nur genau soviel wie der andere. Die Motoren erfüllen also in idealer Weise die Aufgabe, die Zugorgane ganz genau gleich zu spannen. Das Verhalten dieser Motoren steht im unmittelbaren Gegensatz zu der sonst so hoch eingeschätzten Eigenschaft der einzeln oder parallel geschalteten Elektromotoren, die bei Überlastungen die Energieaufnahme so lange steigern, bis sie die Überlast überwinden oder selbst durchbrennen.

Diese scharfe Begrenzung der elektrisch hintereinander geschalteten Motoren auf ganz genau gleiches Drehmoment stellt nun aber im Hinblick auf die zu fordernde zwangläufige Parallelbewegung des Troges insofern einen Nachteil dar, als es praktisch unmöglich ist, die gesamte mechanische Anordnung so zu treffen, daß von jedem

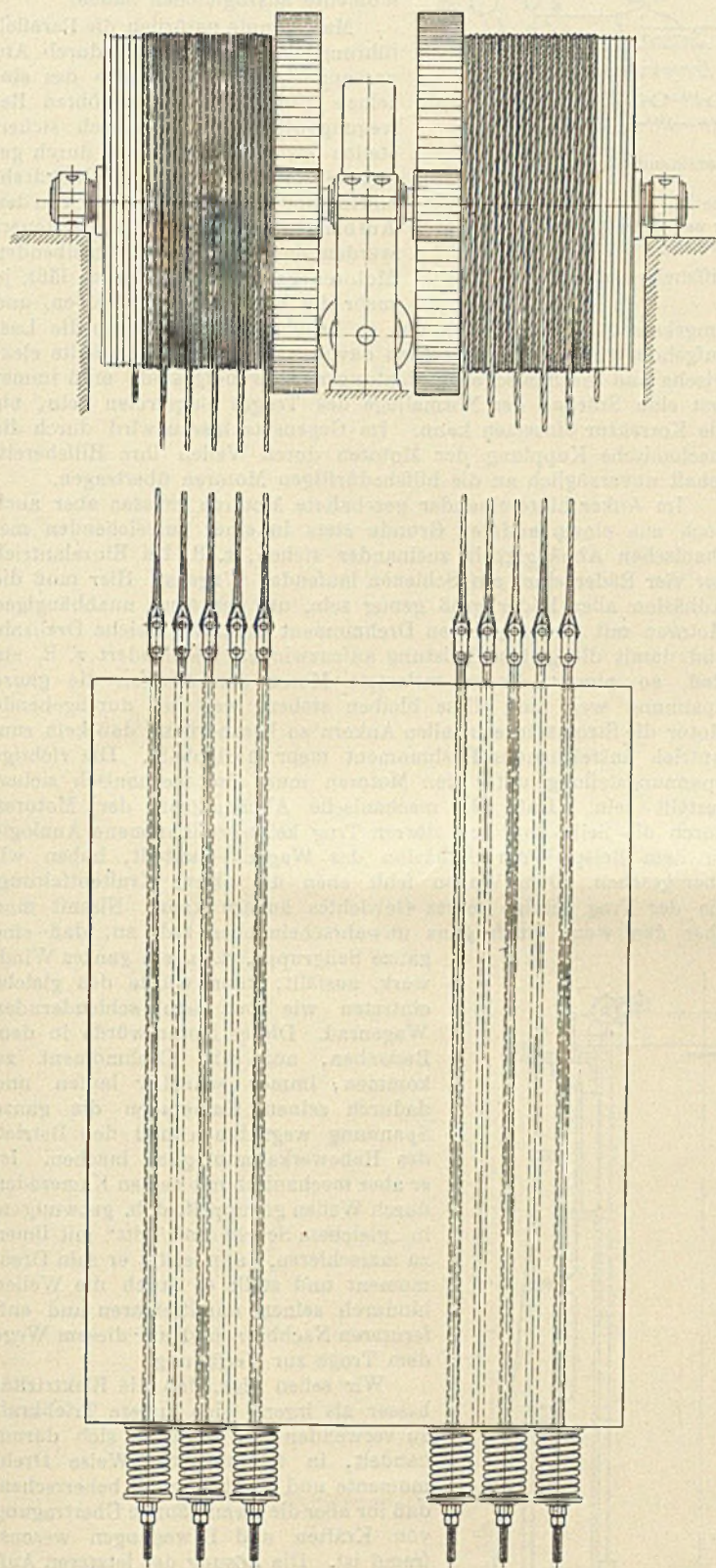


Abb. 1. Windtrommelpaar mit gegenläufigen Schraubenrillen für 2×5 Trogsäulen.

von einem selbstsperrenden Schneckenvorgelege angetriebenes Ritzelpaar eingreift. Die Schnecke wird von einem Gleichstrom-Elektromotor angetrieben. Zur vollkommenen Sicherung der Selbstsperrung ist der Elektromotor noch mit einer vom Ankerstrom durchflossenen Lösungsbremse versehen, die sofort den Motor und damit das Windwerk sperrt, wenn der Ankerstrom unterbrochen wird oder sonst aus irgend einem Grunde ausbleibt.

Je eine rechtsgängige und eine linksgängige Seilgruppe sind, wie bereits erwähnt, zu einer größeren Gruppe von 10 Seilen zusammen-

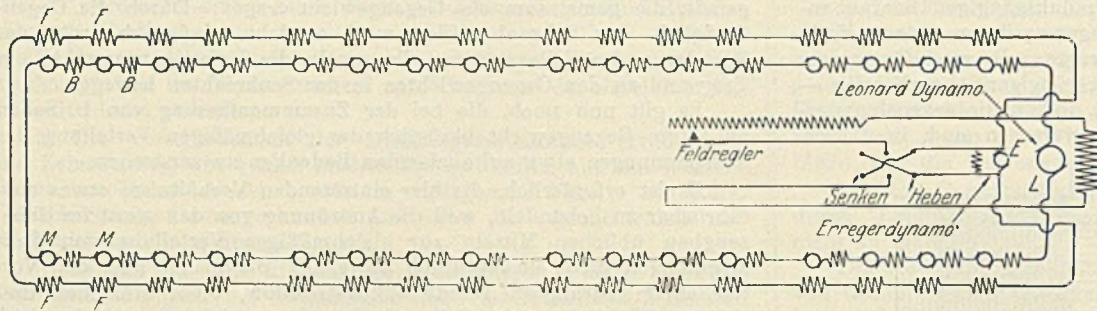


Abb. 3. Schaltbild des elektrischen Antriebes für das Schiffshebewerk.
Jr Windwerkmotoren, Anker in dem Ankerstromkreis der Leonarddynamo hintereinander geschaltet.
B Lösungsbremsen im Ankerstromkreis.
F Feldwicklungen der Motoren, hintereinander gespeist von der Erregerdynamo *E*.
 Alle Motoren außerdem mechanisch durch Wellen miteinander verbunden, und zwar: paarweise die sich gegenüberliegenden Motoren und die auf jeder Seite des Troges liegenden durch einen Wellenstrang der ganzen Länge nach.

Motor nun auch nur ganz genau das gleiche Drehmoment gefordert wird, im Gegenteil — man muß als sicher annehmen, daß trotz gleichmäßigster mechanischer Ausführung und theoretischer Kraftverteilung die von jedem Windwerktrieb zu leistenden Drehmomente um ein geringes verschieden sein werden. Dann hätten die in ihrem Drehmoment genau begrenzten Motoren die Neigung, sich diesen Verschiedenheiten durch Voreilen oder Zurückbleiben anzupassen, was für die zugehörigen Aufhängepunkte der Last verschiedene Wege zur Folge hätte. Am deutlichsten zeigt das nachstehende Beispiel, daß die mechanische Verbindung der Motoren durch Trog und Seile allein nicht genügt, um eine Parallelführung des Troges sicherzustellen. Nehmen wir an, der Trog sei an dem einen Ende um ein geringes schwerer, also nicht gut ausgewuchtet, dann würden die Motoren beim Heben der Last nach diesem Trogende zu den anderen gegenüber zurückbleiben, dadurch würde diesem Trogende mehr Wasser zufließen, es würde noch schwerer werden, und die Schrägstellung würde sich immer mehr vergrößern. Verbindet man aber sowohl die einander gegenüberliegenden Motoren durch Wellen, als auch sämtliche Ritzel der Schneckenvergele, so daß alle Motoren in feste mechanische Abhängigkeit zueinander kommen, so liefern die weniger belasteten Motoren durch die Wellen hindurch den von ihnen weniger verlangten Betrag des Drehmomentes selbsttätig an ihre Nachbarn ab, d. h. die zufälligen Ungleichheiten im verlangten Drehmoment, aber auch nur diese werden mechanisch ausgeglichen. Wenn nun schon die Motoren im Vergleich zu den Seilspannungen außerordent-

lich klein ausfallen, so sind die von den Verbindungswellen zu übernehmenden Ausgleichdrehmomente noch um einen Grad geringer, da sie nur die zufälligen Ungleichheiten der theoretisch gleichen geforderten Drehmomente auszugleichen haben.

Man könnte natürlich die Parallelführung des Troges auch durch Anpassung des Drehmomentes des einzelnen Motors an den erhöhten Bewegungswiderstand elektrisch sicherstellen lassen, indem man durch geeignete Vorrichtungen (z. B. Rückdreh-einrichtungen), die unmittelbar von den Aufhängepunkten am Trog gesteuert werden, das Feld der zurückbleibenden Motoren umso mehr verstärken läßt, je mehr die Motoren zurückbleiben, und

umgekehrt, so daß infolge der so erhöhten Drehmomente die Last aufgeholt wird. Aber abgesehen davon, daß hierzu verwickelte elektrische und mechanische Einrichtungen notwendig sind, muß immer erst eine Störung der Normallage des Troges eingetreten sein, bis die Korrektur einsetzen kann. Im Gegensatz hierzu wird durch die mechanische Kupplung der Motoren durch Wellen ihre Hilfsbereitschaft unverzüglich an die hilfsbedürftigen Motoren übertragen.

Im Anker hintereinander geschaltete Motoren müssen aber auch noch aus einem anderen Grunde stets in einer ausreichenden mechanischen Abhängigkeit zueinander stehen, z. B. bei Einzelantrieb der vier Räder eines auf Schienen laufenden Wagens. Hier muß die Adhäsion aller Räder groß genug sein, um den sonst unabhängigen Motoren mit ihrem gleichen Drehmoment auch die gleiche Drehzahl und damit die gleiche Leistung aufzuzwingen. Schleudert z. B. ein Rad, so nimmt dieser entlastete Motor den übrigen die ganze Spannung weg, und diese bleiben stehen, weil der durchgehende Motor die Stromstärke in allen Ankeren so herabdrückt, daß kein zum Antrieb ausreichendes Drehmoment mehr übrigbleibt. Die richtige Spannungsteilung unter den Motoren muß also mechanisch sichergestellt sein. Daß die mechanische Abhängigkeit der Motoren durch die Seile und den starren Trog keine vollkommene Analogie zu dem Beispiel der Adhäsion des Wagens darstellt, haben wir oben gesehen. Dem Wagen fehlt eben die aktive Kraftentfaltung, die der Trog infolge seines Gewichtes äußern kann. Nimmt man aber den wenn auch ganz unwahrscheinlichen Fall an, daß eine

ganze Seilgruppe, d. h. ein ganzes Windwerk, ausfällt, dann würde das gleiche eintreten wie bei dem schleudernden Wagenrad. Dieser Motor würde in dem Bestreben, auf sein Drehmoment zu kommen, immer schneller laufen und dadurch seinen Kameraden die ganze Spannung wegnehmen und den Betrieb des Hebewerks unmöglich machen. Ist er aber mechanisch mit seinen Kameraden durch Wellen gekuppelt, d. h. gezwungen, in „gleichem Schritt und Tritt“ mit ihnen zu marschieren, dann leistet er sein Drehmoment und stellt es durch die Wellen hindurch seinen unmittelbaren und entfernteren Nachbarn und auf diesem Wege dem Troge zur Verfügung.

Wir sehen also, daß die Elektrizität besser als irgend eine andere Triebkraft zu verwenden ist, wenn es sich darum handelt, in feinfühligster Weise Drehmomente und Zugkräfte zu beherrschen, daß ihr aber die zwangsläufige Übertragung von Kräften und Bewegungen wesensfremd ist. Die Lösung der letzteren Aufgabe sollte sie daher neidlos dem Maschinenbauer überlassen, der hier in seinem Element ist. Auf diese Weise erhält man eine technisch einwandfreie Kombination für die Erfüllung der beiden Hauptaufgaben: elektrisch sichergestellte gleiche Beanspruchung aller Seile und mechanisch gewährleistete Parallelbewegung des Troges. Man wird dieser Kombination nicht absprechen können, daß sie in objektiver Gerechtigkeit sowohl dem Maschinenbau als auch

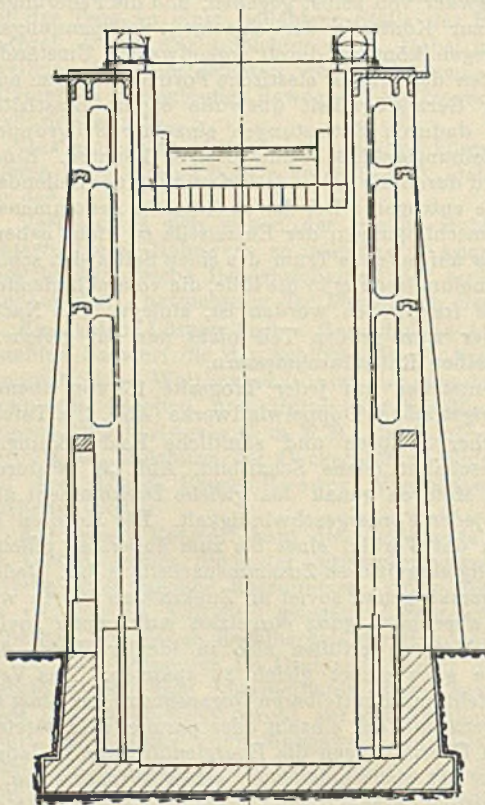


Abb. 4. Schematische Darstellung der Ausführung für die Gegengewichte des Fördertroges.

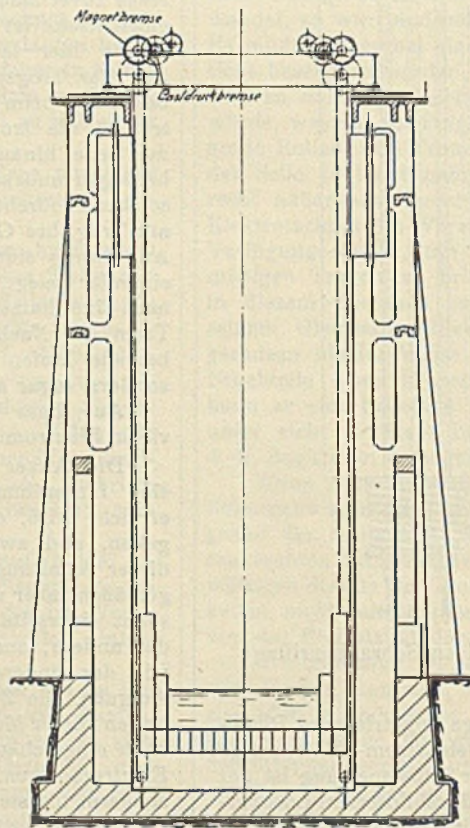


Abb. 5. Schematische Darstellung der Hubkettenführung und Windenanordnung zur Bewegung des Troges.

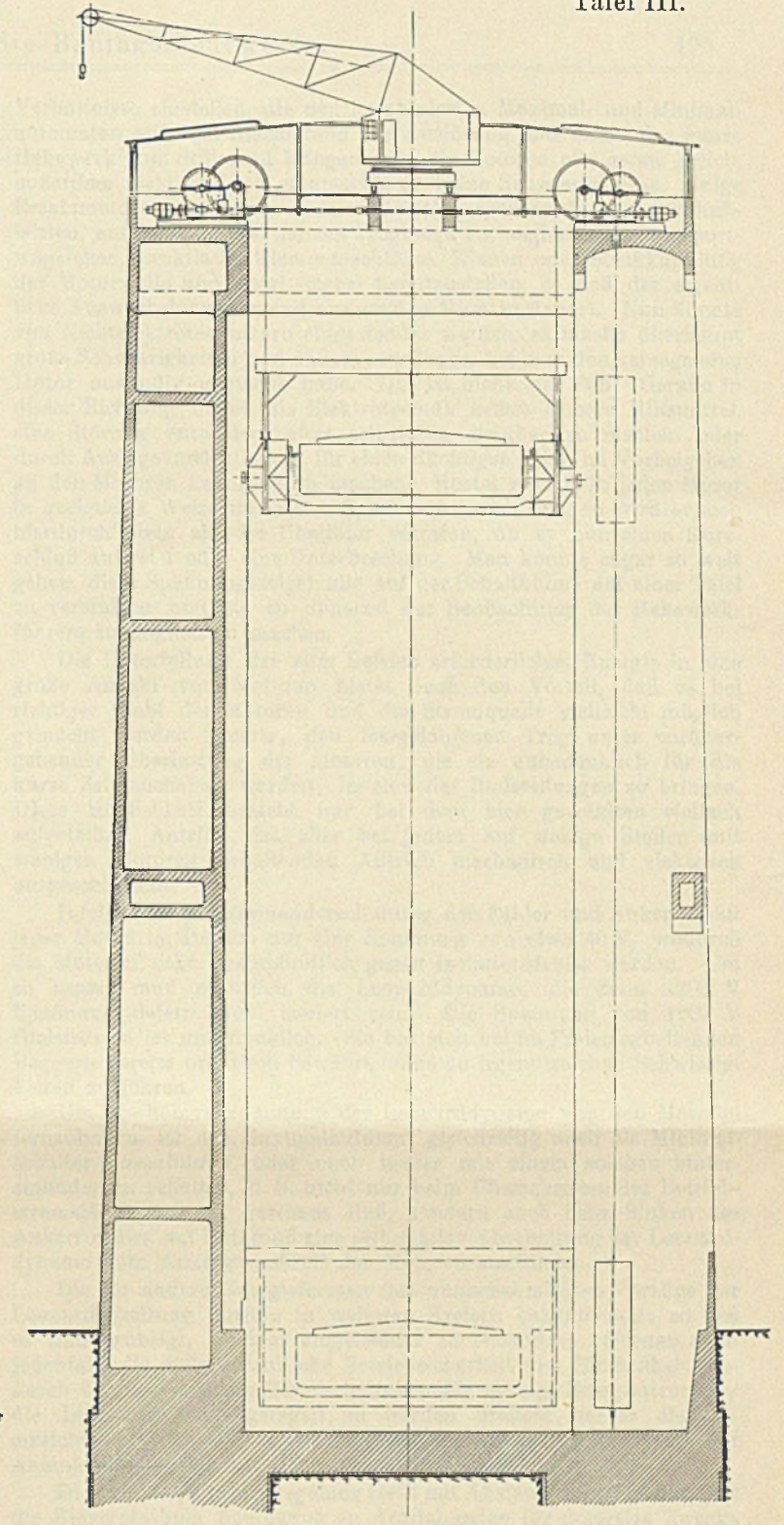
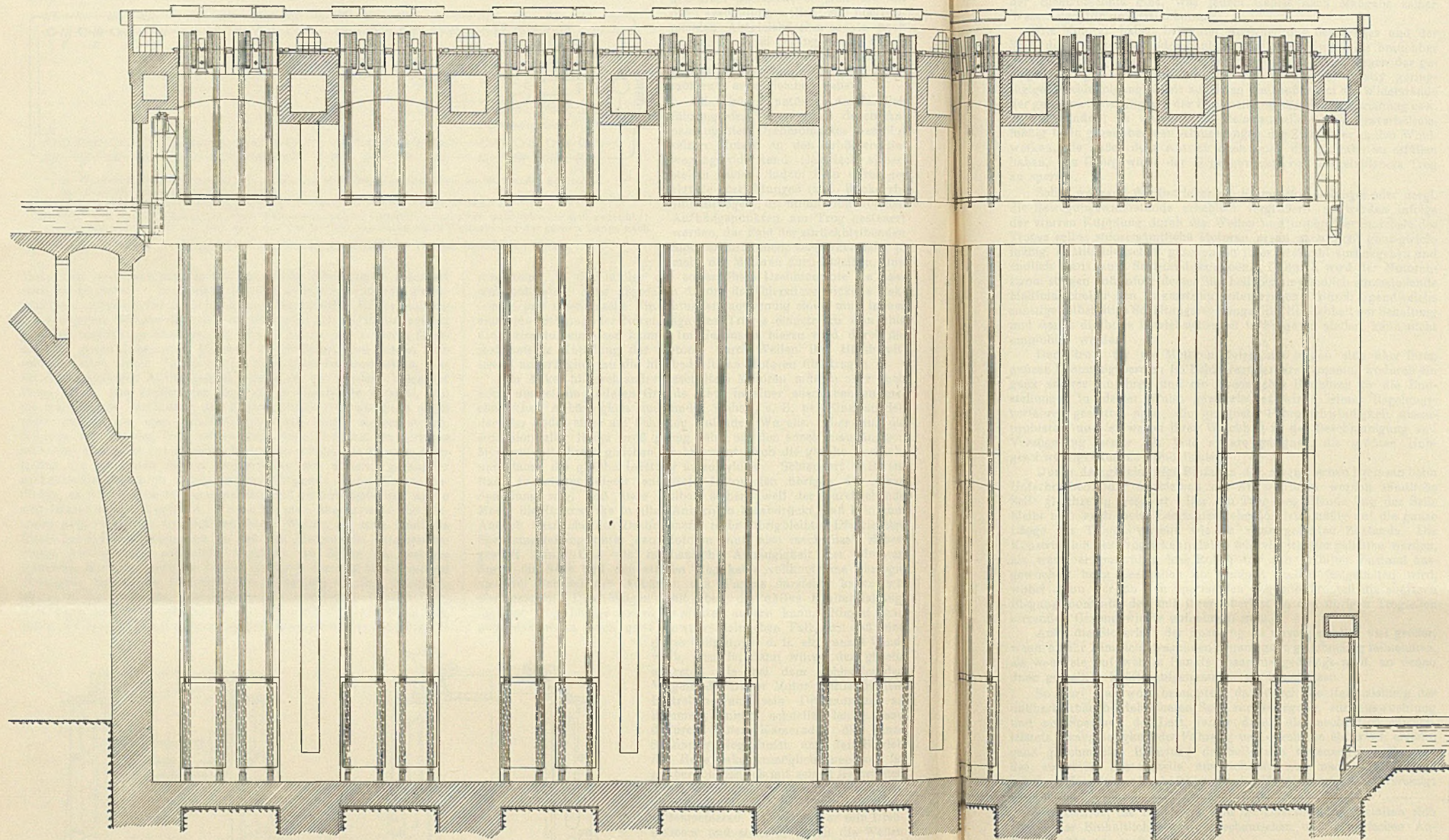
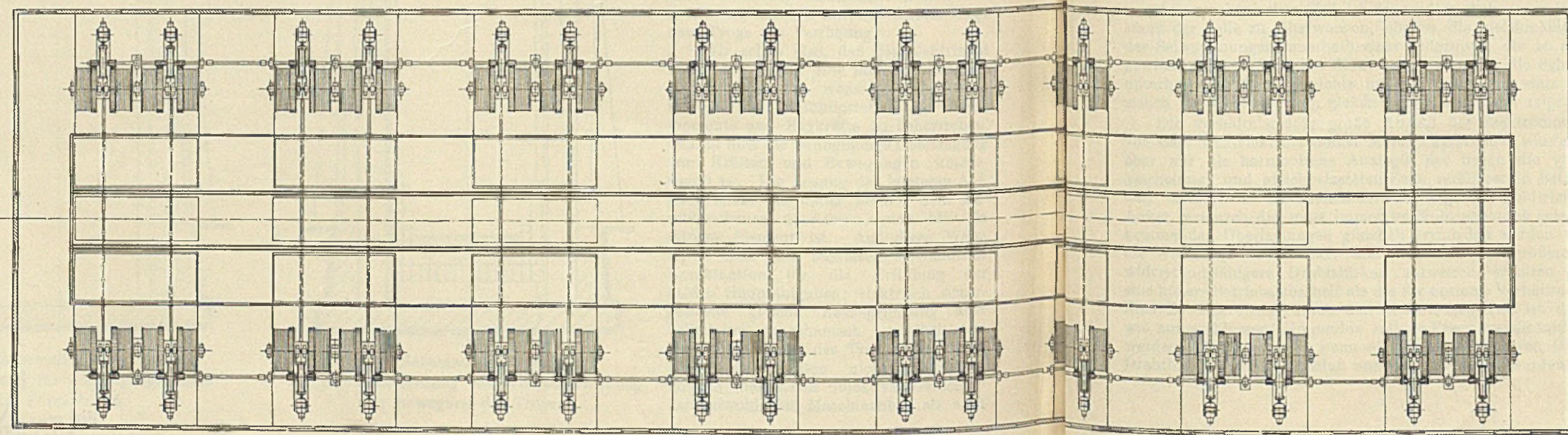


Abb. 2. Schiffshebewerk für 1000-t-Kähne.

Troghöhe 85 m,
Hubhöhe 36 m,
Breite 12 m,
Troggewicht 3600 t,
Gewicht des leeren Troges 1100 t.



der Elektrotechnik gibt, was jedem Gebiet nach Maßgabe seiner Wesenseigentümlichkeit zukommt.

Die Motoren haben bei guter Auswuchtung des Troges und der Seile durch Unterseile oder ähnliche für diesen Zweck als brauchbar bekannte Mittel keinerlei Hubarbeit, sondern nur die wegen der geringen Hubgeschwindigkeit von etwa 10 cm/Sek. relativ geringfügige Beschleunigungsarbeit zu leisten und außerdem die Widerstände der geringen Seilsteifigkeit, der Lagerreibung, der Vorgelegereibung usw. zu überwinden; sie werden also klein ausfallen, sogar unverhältnismäßig klein gegenüber den Abmessungen der Zahnräder in den Windwerken, die außer dem Antrieb auch noch die Aufgabe zu erfüllen haben, das Übergewicht der Gegengewichte bei leergelaufenem Trog zu sperren.

Sollte während des Betriebes ein Klemmen des Troges oder dergl. die Bewegungswiderstände erheblich vergrößern, so werden infolge der starren Kupplung durch die Wellen und infolge der Starrheit des Troges selbst sofort sämtliche Motoren, wenn auch nicht ganz gleichmäßig, in Mitleidenschaft gezogen, in ihrer Drehzahl zurückgehen und endlich ganz zum Stillstand kommen. Dadurch wird der Motorenstrom steigen und infolgedessen der beliebig empfindlich einzustellende Maximalschalter den Ankerstrom unterbrechen. Durch irgendwelche sonstige selbsttätige Schaltungsregelungen die Einfachheit der Schaltung und damit die hohe Betriebsicherheit in Frage zu stellen, kann nicht empfohlen werden.

Den Strom für die Motoren liefert am besten eine über ihren ganzen Spannungsbereich im Felde regulierbare Dynamo, wodurch ein ganz sanftes Anfahren und ein ebensolches Einfahren in die Endstellungen in idealer Weise gewährleistet wird. Dieses Regelungsverfahren gestattet auch, die geeignete Fahrgeschwindigkeit auszuprobieren, und ist wegen ihrer Weichheit in der Beschleunigung und Verzögerung besser als jede andere geeignet, die größten Hubgeschwindigkeiten zu ermöglichen.

Durch das gleichzeitige Einfallen der magnetischen Bremsen beim Unterbrechen oder Ausbleiben des Ankerstromes werden sämtliche Seile gleichzeitig gesperrt. Der am Trog angreifende Zug der Seile bleibt also auch beim Leerlaufen ebenso gleichmäßig auf die ganze Länge des Troges verteilt wie im wassergefüllten Zustand. Die Konstruktion des Troges kann daher sehr viel leichter gehalten werden, als wenn er nur über lose Rollen für den gefüllten Zustand ausgewuchtet beim Leerlaufen an wenigen Stellen festgehalten wird, wobei dann der an den Sperrstellen liegende Trogteil die enormen Biegemomente der mit ihrer Überlast an den übrigen Trogteilen zerrenden Gegengewichte aufnehmen muß.

Auch die Sicherheit der Sperrung ist unvergleichlich viel größer, wenn an ihr sämtliche tragenden Organe ganz gleichmäßig teilnehmen, als wenn sie auf wenige Punkte zusammengedrängt wird, an denen dann gewaltige Kräfte aufgenommen werden müssen.

So darf man wohl behaupten, daß durch die Heranziehung der unüberbietbar betriebsicheren Seile zur Bewegung, zur Auswuchtung und zur Sperrung der Last, ferner durch die mechanisch gewährleistete Zwangsläufigkeit der Führung und durch die elektrisch erzielte ganz gleichmäßige Belastung der Seile alle wesenseigenen Vorzüge der einzelnen Bestandteile ausgeschöpft und nach dem gegenwärtigen Stande der Technik in zweckmäßiger Kombination vereinigt worden sind.

Der Betrieb, die Bedienung und die Überwachung gestalten sich wegen der Einheitlichkeit der mechanischen und elektrischen Anordnung überaus einfach.

Am mechanischen Teil ist dauernd in bekannter Weise der Zustand der Seile zu überwachen, ebenso die gleichmäßige Verteilung der Seilspannungen innerhalb einer Seilgruppe, die zu einem Gegengewicht gehört. Man hat dafür zu sorgen, daß die Schraubenfedern unterhalb der Gegengewichte und an dem Trog stets durch Nachziehen der Spannmutter gleichstarke Belastungen zeigen.

Die verhältnismäßig große Anzahl der Elektromotoren könnte von dem Nichtelektrotechniker störend empfunden werden. Sie stellt aber nur die harmonische Analogie der durch die vielen parallel geschalteten und gleichbelasteten Seile verkörperten Betriebsicherheit dar. Durch die Hintereinanderschaltung der Feldwicklungen und Anker, wodurch die sonst immer im Motorenbetrieb gelegentlich vorkommenden Überlastungen gänzlich vermieden werden und überdies die Wicklungen von Anker und Magneten viel größere und daher widerstandsfähigere Drahtstärken aufweisen, erhalten die Motoren eine höhere Betriebsicherheit als die für normale Verhältnisse gebauten. Eine Betriebsstörung durch den elektrischen Teil ist daher so gut wie ausgeschlossen. Immerhin soll die Frage gestellt und beantwortet werden: Was geschieht, wenn ein Motor infolge von Durchbrennen, Drahtbruch oder Kurzschluß ausfällt? Zunächst werden sich immer

Verhältnisse einstellen, die den kombinierten Maximal- und Minimalautomaten auf dem Steuerstand zur Auslösung und damit das ganze Hebewerk zum Stillstand bringen. Da die Motoren alle genau gleich, außerdem klein sind, so verursacht es keine Schwierigkeiten, einige Ersatzmotoren mit bequemen Auswechslungsvorrichtungen (Schubleisten, auf Schienen der ganzen Troglänge entlanglaufende Transportwägelchen, praktische Klemmanschlüsse, Klauen oder Stechkupplung der Motorwelle und dergl. mehr) bereitzustellen, so daß der eigentliche Auswechslungsvorgang nur wenige Minuten dauert. Nun könnte von Nichtelektrotechnikern eingewendet werden, es mache überhaupt große Schwierigkeiten und dauere sehr lange, bis man den versagenden Motor ausfindig gemacht habe. Das ist nicht der Fall. Gerade in dieser Richtung bietet die Elektrotechnik selbst sichere Hilfsmittel, eine Störung entweder sofort selbsttätig sichtbar zu machen oder durch Anzeigevorrichtungen für einen flüchtigen Blick im Vorbeigehen an den Motoren kenntlich zu machen. Rüstet man z. B. jeden Motor in geeigneter Weise mit einem Spannungsmesser aus, so wird er sich hierdurch stets als der Übeltäter verraten, ob er nun einen Kurzschluß aufweist oder eine Unterbrechung. Man könnte sogar so weit gehen, diese Spannungszeiger alle auf der Schaltbühne auf einer Tafel zu vereinigen und sie so dauernd der Beobachtung des Hebewerkführers zugänglich zu machen.

Die Unterteilung der zum Betrieb erforderlichen Energie in eine große Anzahl von Motoren bietet noch den Vorteil, daß es bei richtiger Wahl der Motoren und der Stromquelle vielleicht möglich gemacht werden könnte, den leergelaufenen Trog unter vorübergehender Überlastung der Motoren, die sie unbedenklich für die kurze Zeit aushalten werden, in eine der Endstellungen zu bringen. Diese Möglichkeit besteht nur bei dem hier gewählten vielfach aufgeteilten Antrieb, ist aber bei jedem auf wenige Stellen mit wenigen Motoren arbeitenden Antrieb mechanisch und elektrisch ausgeschlossen.

Infolge der Hintereinanderschaltung der Felder und Anker erhält jeder Motor im Betrieb nur eine Spannung von etwa 40 V, wodurch die Motoren sehr unempfindlich gegen Isolationsfehler werden. Um so besser muß natürlich die Leonarddynamo, die dann 1200 V Spannung liefern muß, isoliert sein. Die Spannung von 1200 V Gleichstrom ist unbedenklich. Sie hat sich bei im Freien arbeitenden Baggern bereits praktisch bewährt, ohne zu irgendwelchen Schwierigkeiten zu führen.

Um die höhere Spannung der Leonarddynamo von den Motoren fernzuhalten, ist der Maximalautomat gleichzeitig auch als Minimal-schalter auszuführen, oder noch besser mit einem solchen hintereinander zu schalten, d. h. nicht nur beim Überschreiten der Betriebsstromstärke um ein gewisses Maß, sondern auch beim Sinken des Ankerstromes auf Null muß eine selbsttätige Abschaltung der Leonarddynamo vom Ankerstromkreis der Motoren stattfinden.

Die für andere Energieformen fast unnachahmlichen Vorzüge der Leonardschaltung dürften in weiteren Kreisen bekannt sein, so daß es sich erübrigt, sie hier eingehender zu behandeln. Obenan steht jedenfalls die außerordentliche Betriebsicherheit und Einfachheit, dadurch bedingt, daß nur der verhältnismäßig geringe Erregerstrom für die Leonarddynamo geregelt zu werden braucht, ferner die unerreichte Eleganz der kontinuierlichen Spannungsregelung von der Anlaufspannung bis zur Höchstgeschwindigkeit.

Die Primärspannungsregelung stellt mit Abstand das Beste dar, was die Elektrotechnik überhaupt an Antriebsarten für derartige Zwecke bieten kann.

Die im vorstehenden durchgeführte Untersuchung hat aus dem Zusammenhang der vielen Aufgaben, die sich bei dem Bau eines so großen Schiffshebwerks aufdrängen, nur eine einzige, nämlich die Aufgabe des Seilaufzugs, herausgegriffen. Dabei mußte sie gewisse Voraussetzungen machen, deren Einfluß und Tragweite einer späteren Feststellung vorbehalten bleiben muß.

So wurde zunächst bei den Untersuchungen vorausgesetzt, daß die Windwerke auf unverrückbar festen Unterlagen aufgestellt werden können. Muß mit einem Nachgeben der Unterlage gerechnet werden, dann ist die Auswuchtung mittels einzelner Seile über lose Rollen, wie sie in dem eingangs erwähnten Entwurf vom Jahre 1912 vorgesehen war, wesentlich unempfindlicher als der vorliegende Vorschlag. Da jedoch auch für diesen zuverlässige technische Mittel zur Verfügung stehen, um Veränderungen in den Fundamenten wirksam zu begegnen, so erscheinen die aus der gruppenweisen Zusammenfassung und dem Reibungsschluß der Seile sich ergebenden Vorteile nicht zu teuer erkaufte.¹⁾

¹⁾ Auf Tafel III muß es heißen anstatt: Troghöhe 85 m „Troglänge 85 m“, anstatt: Breite 12 m „Trogbreite 12 m“.

Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer und Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten

Vom 26. bis 28. Mai 1925 traten unter dem Vorsitz von Geh. Baurat Dr.-Ing. e. hr. Schaper Vertreter der Länder, des Eisenbahn-Zentralamts und der Reichsbahndirektionen in Tutzing in Bayern zusammen, um die neuen Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer (BÜP) und die neuen Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken (GE) an Hand von Entwürfen zu beraten. Zu den Beratungen der letztgenannten Vorschrift waren auch Vertreter des Deutschen Eisenbauverbandes und andere außerhalb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft stehende bekannte Brückenbauer zugezogen worden. Beide Vorschriften werden voraussichtlich Ende August, und zwar die Grundsätze für die bauliche Durchbildung im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

Nach den neuen Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer sind künftig für alle größeren Brücken aus Eisen, Stein, Beton und Eisenbeton und für die größeren Hallen und Dächer besondere Bauwerksakten zu führen, während für kleinere Brücken, Hallen und Dächer zweckmäßig Sammelakten anzulegen sind. Um schnell einen Überblick über den baulichen Zustand einzelner Bauwerke zu bekommen, sind bei den Reichsbahndirektionen folgende Verzeichnisse und Bücher zu führen:

1. Brückenverzeichnisse aller eisernen Brücken — auch einbetonierter Träger —;
2. Brückenverzeichnisse aller Brücken aus Stein, Beton und Eisenbeton.

Beide Verzeichnisse sind getrennt für einzelne Streckenabschnitte der Reichsbahndirektion entsprechend den Nummernplänen für das Lochkartenverfahren anzulegen.

3. Hallen- und Dächerverzeichnisse für jeden Betriebsamtsbezirk der Reichsbahndirektion;
4. Brückenbücher für alle eisernen Brücken (einschließlich einbetonierter Träger), für sämtliche Brücken aus Eisenbeton und nach dem Ermessen der Reichsbahndirektion für alle wichtigeren und größeren Bauten aus Stein und Beton;
5. Hallen- und Dachbücher für alle wichtigeren Hallen und Dächer aus Eisen, Eisenbeton und Holz — letztere nur, soweit sie nicht zimmermannsmäßig hergestellt sind.

Die kleineren Brücken aus Stein und Beton und die Hallen und Dächer, für die keine besonderen Bücher nach Ziff. 4 und 5 geführt werden, sind nach Bahnmeistereien getrennt in Brückenhefte und Hallen- und Dachhefte aufzunehmen, die bei den Betriebsämtern geführt werden.

Neben der laufenden, vom Bahnbewachungspersonal und dem zuständigen Bahnmeister ausübenden Überwachung finden bei sämtlichen Bauwerken regelmäßig wiederkehrende Prüfungen statt, deren Ergebnisse in die obengenannten Brücken-, Hallen- und Dachbücher und -hefte einzutragen sind.

Alle in Ziff. 4 und 5 genannten Bauwerke, für die Bücher geführt werden, sind in Abständen von zwei Jahren einer einfachen und in Abständen von sechs Jahren einer Hauptprüfung zu unterziehen, während für die in die Hefte aufzunehmenden kleineren Bauwerke alle zwei Jahre eine der einfachen Prüfung gleichzuachtende Prüfung vorgeschrieben ist. Während bisher sämtliche Prüfungen vom Amtsvorstand bzw. seinem Vertreter ausgeführt wurden, werden in Zukunft alle Hauptprüfungen der Bauwerke eines Reichsbahndirektionsbezirks von Beamten des Dezernats für Brücken- und Ingenieurhochbauten bei der Direktion, die übrigen Prüfungen vom Vorstande des Betriebsamts oder von seinem Vertreter vorgenommen. Damit der Amtsvorstand auf alle Fälle über den baulichen Zustand der Brücken seines Bezirkes unterrichtet ist, müssen die die Hauptprüfungen vornehmenden Beamten der Reichsbahndirektion den Ausfall der Prüfungen im Anschluß an diese eingehend mit ihm besprechen.

Für die Durchführung der Prüfungen und für die im allgemeinen nur noch vor der Inbetriebnahme neuer oder zu verstärkender Brücken vorzunehmenden Belastungsversuche werden nähere Weisungen erteilt, außerdem werden für sämtliche zu führenden Verzeichnisse, Bücher und Hefte Musterbeispiele in die Vorschriften aufgenommen.

Zur Durchführung der Prüfungen werden die Reichsbahndirektionen zweckmäßig die Bildung von eigenen Brückenrotten anstreben und sich außerdem zur Beförderung der Geräte usw. einen Brückenwagen einrichten — wie dies bei einigen Reichsbahndirektionen bereits heute der Fall ist —, woraus je nach Bedarf im Laufe der Zeit eine kleine Brückenwerkstätte zur Vornahme von kleineren Ausbesserungen und Verstärkungen entwickelt werden kann.

Bei der Aufstellung der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (GE) sind die Erfahrungen und die Ver-

suchsergebnisse der letzten Jahre berücksichtigt worden. Die Vorschriften beschränken sich im allgemeinen darauf, nur die hauptsächlichsten maßgebenden Gesichtspunkte für die Durchbildung von eisernen Eisenbahnbrücken anzuführen, lassen also dem Konstrukteur genügende Freiheit für die Durchbildung der Einzelheiten. Auch enthalten die „Grundsätze“ keine zahlenmäßigen Angaben über Einzelheiten, die, wie z. B. die Bauhöhen, Lichthöhen über Straßen, Kanälen usw., von den örtlichen Verhältnissen abhängen und daher nicht einheitlich festgesetzt werden können.

Unter den allgemeinen Richtlinien für die Durchbildung von eisernen Brücken wird unter anderem auch die Rücksicht auf das gute Aussehen der Bauwerke und ihre Anpassung an die Umgebung erwähnt. Die beim Entwurf von neuen Brücken maßgebenden Umgrenzungslinien des freizuhaltenden Raumes und die maßgebenden Umgrenzungslinien des lichten Raumes für bestehende Brücken werden unter Berücksichtigung der durch die Elektrisierung der Bahnen bedingten Erweiterung in einer besonderen Anlage zusammengestellt. Bei neu zu erbauenden Brücken ist wegen der nicht zu vermeidenden Ungenauigkeiten in der Aufstellung zwischen den Teilen des Überbaues und der Umgrenzung noch ein Spielraum von 3 cm vorzusehen.

Die mit Rücksicht auf die Rostgefahr zu verwendenden geringsten Eisendicken sind für den gewöhnlichen Flußstahl St 37 und den hochwertigen Baustahl St 48 einheitlich festgesetzt worden. Besonders wichtige Bestimmungen enthält der Abschnitt über Verbindungsmittel. Auf Grund von Ergebnissen der vom Baukonstruktionsamt der Gruppenverwaltung Bayern durchgeführten Versuche dürfen künftig Halbrundniete nur noch verwendet werden, wenn die Gesamtdicke der zu verbindenden Teile den 4,5fachen Betrag des Nietdurchmessers nicht übersteigt. Andernfalls sind bis zu einer Gesamtdicke gleich dem 6,5fachen Nietdurchmesser halb versenkte Niete (Linsensenkniete) zu verwenden. Bei noch größerer Gesamtdicke der zu verbindenden Teile sind konische Bolzen mit einer Neigung der Mantellinie von $\frac{1}{100}$ vorgeschrieben, die an Stelle von Linsensenknieten auch schon bei geringerer Gesamtdicke der zu verbindenden Teile empfohlen werden. Senkniete dürfen künftig nur noch in besonderen Fällen, z. B. bei Lagern und Gelenken, verwendet werden. Für die Sinnbilder der Niete sind vorläufig noch die bisherigen Festsetzungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie maßgebend; es wird aber beim Normenausschuß beantragt werden, daß die von Gerber herührenden und früher vielfach verwendeten Sinnbilder wegen ihrer Einfachheit an Stelle der bisherigen Sinnbilder als Norm eingeführt werden. Bei den Bestimmungen über Nietabstände ist noch zu erwähnen, daß der größte zulässige Abstand nicht nur mit Rücksicht auf den Durchmesser des Nietes, sondern auch mit Rücksicht auf die Dicke des dünnsten der zu verbindenden außenliegenden Teile festgesetzt ist.

Für die Stegblechhöhe von Vollwandträgern und für die Netzhöhe von gegliederten Trägern werden auf die Stützweite bezogene zahlenmäßige Angaben gemacht. Für die Ausbildung von Kragarmen, auf die besondere Sorgfalt zu verwenden ist, werden einige Beispiele gezeigt. Eingehendere Bestimmungen sind ferner für die Durchbildung von Stäben mit mehrteiligem Querschnitt getroffen. Die Spannungsglieder, die auch bei Zugstäben anzuordnen sind, sind mit Rücksicht auf das gute Aussehen möglichst einheitlich zu gestalten. Auf die Wichtigkeit einer sorgfältigen Ausbildung der Stöße und der Knotenpunkte wird besonders hingewiesen.

Der Abschnitt über Fahrbahnausbildung enthält unter anderem Bestimmungen über die Höhe der Fahrbahnträger und über ihre Anschlüsse, wobei für die Ausbildung der Endquerträger noch besondere Vorschriften gegeben werden. Die Maßnahmen zur Entwässerung der Fahrbahn bei Brücken mit durchgehendem Schotterbett werden eingehend behandelt, und zum Schlusse des Abschnitts werden noch Vorschriften für die Bauweise mit einbetonierten Trägern gegeben. Weitere Abschnitte behandeln kurz die Wind- und Bremsverbände, die Ausbildung der Fußsteige, der Lager, der Säulen und der Besichtigungsvorrichtungen.

Mit diesen beiden Vorschriften und den im Februar d. J. neu herausgegebenen Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) sind für das ganze Gebiet der Deutschen Reichsbahn einheitliche Vorschriften für Berechnung, Bau und Überwachung der eisernen Brücken geschaffen, die dem neuesten Stande der Wissenschaft entsprechen und auf langjährigen Erfahrungen beruhen. Die auch auf dem Gebiete des Brückenbaues anzustrebende Vereinheitlichung läßt es wünschenswert erscheinen, daß ähnliche Vorschriften sich auch außerhalb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft einbürgern.

Ernst.

Alle Rechte vorbehalten.

Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien.

Das Erdbeben, das am 29. Juni d. J. die californische Stadt Santa Barbara 24 Stunden lang mit kurzen Zwischenräumen heimsuchte und dessen Folgen auch in deutschen Tageszeitungen eingehend geschildert sind, ist für den Ingenieur in mehrfacher Hinsicht lehrreicher geworden, als es die nach Heftigkeit und Ausdehnung der Erschütterungen viel bedeutenderen und folgenschwereren Erdbeben von San Francisco, Messina und Japan zu sein vermochten.

Im wesentlichen deshalb, weil sachverständige Hilfe sofort zur Stelle und in der Lage war, ungesäumt nach einheitlichem Plan an das Werk der ersten Hilfeleistung und Untersuchung der angerichteten Schäden zu gehen. Nach einem Bericht des San Franciscoer Zivilingenieurs H. D. Dewell in „Eng. News-Rec.“ vom 9. und 23. Juli 1925 lief, noch bevor sich die Staubwolken verzogen hatten, bereits von Ingenieuren aus San Francisco und Los Angeles das Anerbieten fachmännischer Hilfe ein, das dankend angenommen wurde. Gleich nach ihrem Eintreffen wurde von ihnen das erste Rettungswerk und die planmäßigen Aufräumungs- und Wiederherstellungsarbeiten organisiert und unter ihrer Leitung mit Unterstützung örtlicher Techniker auch schnell und wirksam durchgeführt.



Abb. 1.

Da glücklicherweise kein Feuer ausgebrochen war und weder durch Schadenwirkung noch zum Zwecke von Aufräumungsarbeiten Sprengungen ausgeführt worden waren, boten sich hier in Santa Barbara ungewöhnlich günstige Gelegenheiten zu Beobachtungen und Studien. Wie Dr. Bailey Willis, Professor an der Stanford Universität und Vorsitzender der amerikanischen Seismologischen Gesellschaft mitteilt, befand er sich zur Zeit des Erdbebens in der Umgebung der Stadt. Nach seiner Ansicht handelte es sich um örtlich begrenzte Erschütterungen mittlerer Stärke in Nähe der Erdoberfläche, etwa nach Klasse 8 (obere Grenze nach 9) der Stufenfolge von Rossi-Forel, wonach bedeutet:

- Klasse 8 starke Stöße, Einsturz von Schornsteinen, Mauerrisse;
- Klasse 9 sehr starke Stöße, teilweiser oder völliger Einsturz einzelner Gebäude;
- Klasse 10 Stöße allerstärkster Art, allgemeine Zerstörung und Verwüstung, Verschiebung der Erdschichten, Bodenrisse, Bergstürze.

Vergleichsweise sei mitgeteilt, daß das große Erdbeben von San Francisco im Jahre 1906 etwa zwischen Klasse 9 und 10 einzuordnen ist.

Die Erschütterungen hatten gegen 5,30 Uhr begonnen, um 6,40 Uhr kam der stärkste und folgenschwerste Stoß. Wenn außer dem auf 10 bis 15 Mill. \$ veranschlagten Sachschaden nur dreizehn Menschenleben zu beklagen sind, so ist das im wesentlichen dem Umstande zu verdanken, daß der Hauptherd der Verwüstung im Geschäftsviertel lag, das um die angegebene Tageszeit noch so gut wie menschenleer war. Nachdem dieses Hauptzerstörungsgebiet in sechs Bezirke geteilt, die hauptsächlichsten Gebäude der äußeren Stadtteile in einen siebenten zusammengefaßt und alle sieben unter die Mitglieder des Ingenieurkomitees verteilt waren, konnten diese nach anstrengender zweitägiger Arbeit einen ausführlichen Bericht erstatten; in allen Fällen, wo dieser das unverzügliche Einreißen von Gebäuden empfahl, wurde — um durchaus sicher zu gehen — eine zweite Besichtigung derartiger Gebäude vorgenommen.

Unter den Erdstößen war die Sperrmauer des für die Wasserversorgung des Bezirkes dienenden Sheffield Staubeckens gerissen und ein Teil der unteren Stadt durch mehr als 200 Mill. l Wasser überschwemmt. Da andere Versorgungsbecken und eine Anzahl von

Sammelleitungen jedoch unversehrt geblieben waren, konnte bereits um 10 Uhr vormittags des ersten Erdbebetages die Wasserversorgung und gegen Mittag auch die Entwässerung wiederhergestellt oder doch behelfsmäßig instand gesetzt werden. Kleinere Brände wurden unverzüglich gelöscht und am städtischen Kai Dampfer aufgestellt, deren Pumpen für den Fall weiterer Rohrbrüche Seewasser zu Löschzwecken bereithielten.

Abb. 1 zeigt einen Teil Straße der am Meeresufer, der — anscheinend auf angeschüttetem Gelände liegend — infolge der Erdstöße eingesunken ist, was den Anlaß zu starker Rissebildung zwischen Straßenrand und Böschung gegeben hat. Im übrigen haben die Ufer- und Kaianlagen nur in geringem Maße gelitten, ebenso die bereits erwähnten Entwässerungs- und Wasserversorgungsanlagen, die Bahnkörper, die Licht-, Telephon- und Telegraphenleitungen. Größere Brücken kamen im Erdbebengebiet nicht in Frage, kleinere Überführungen und Durchlässe sind zum Teil in kleinerem Umfange beschädigt, im wesentlichen beschränken sich jedoch die Zerstörungen auf die Hochbauten des Geschäftsviertels von Santa Barbara.

Dieses erstreckt sich zu beiden Seiten der States Street auf eine

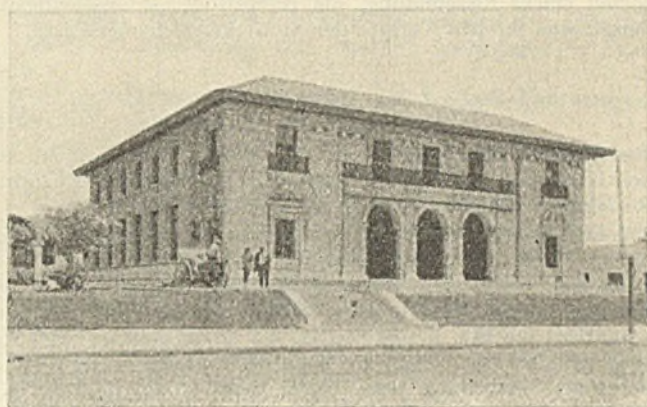


Abb. 2.

Breite von zwei Baublocks, eine Länge von rd. 1500 m und bedeckt eine Fläche von rd. 40 ha. Außerdem sind naturgemäß über die ganze Stadt eine große Reihe öffentlicher Gebäude — Krankenhäuser, Schulen, Theater, Waisenhaus u. a. m. — verstreut, die vorzugsweise in Eisenbeton ausgeführt sind. Eine zeitgemäße Bauordnung hatte vor dem Erdbeben nicht bestanden, offenbar auch keine sachverständige Baupolizei; der allgemeine Gebäudetyp außerhalb des Geschäftsviertels entspricht etwa dem — in Amerika — als Bauklasse C bekannten mit Umfassungswänden und Ziegel- oder Hohlblockmauerwerk und vorzugsweise ein oder zwei Geschossen. Die neuen Geschäftshausbauten waren in Eisenbeton mit Umfassungswänden aus gleichem Baustoff, aus Backstein- oder Hohlblockmauerwerk ausgeführt; namentlich für einstöckige Bauten und Zwischenwände war das letztere vielfach verwendet worden.

Die Beschaffenheit der Baustoffe und die Bauausführung war im allgemeinen schlecht. Vor allem diejenige des Ziegelmauerwerks erklärt zweifellos die umfangreiche Zerstörung gerade der damit hergestellten Gebäude. Von den Eisenbetonbauten haben die einen gut gehalten, andere sind empfindlich beschädigt. Zum Teil mag diese Verschiedenheit auf die Untergrundverhältnisse zurückzuführen sein, in der Hauptsache jedoch erklärt sie sich aus der Beschaffenheit des Entwurfs, der Bauausführung und der Baustoffe.

Bei seinen ersten Mitteilungen war Dewell von der Annahme ausgegangen, daß Hochbauten in Eisenfachwerk in Santa Barbara nicht vorhanden gewesen seien, bei sachgemäßer Ausführung durch ein Erdbeben wie das in Rede stehende jedoch kaum beschädigt worden wären. In seinem zweiten Bericht ist er in der Lage, diese Vermutung zu bestätigen durch das Beispiel des Postgebäudes, das — ebenso wie das Gebäude der Christian Church — in Eisenfachwerk mit anscheinend selbsttragenden Wänden ausgeführt und ausweislich der Abb. 2 ohne jede Beschädigung geblieben ist, obschon es im Mittelpunkt des Zerstörungsgebietes steht.

Ebenso haben die in Entwurf und Bauausführung einwandfreien Eisenbetonbauten, namentlich wenn auch die Wände aus gleichem Material bestanden, nur sehr geringen Schaden aufzuweisen, während andererseits die leider recht zahlreichen nicht genügend standsicheren und zu leicht ausgeführten Häuser dieser Bauart sehr erheblich gelitten haben. Offenbar ist ferner die Verwendung von Hohlblöcken



Abb. 3.

für Außen- und Zwischenwände im Erdbebengebiet durchaus zu widerraten.

Das in Abb. 3 dargestellte Gebäude der Central Nationalbank ist als sechsstöckiges Eisenbetonfachwerk-Gebäude mit Außen- und Zwischenwänden aus Hohlblockmauerwerk errichtet. Infolge des Erdbebens zeigt eine der seitlichen Außenmauern in den unteren Geschossen starke Rissebildung, die Hauptfront ist anscheinend unbeschädigt, was für den Verlauf der Stöße kennzeichnend ist.¹⁾



Abb. 4.

Das vier Stock hohe, in Eisenbeton mit unversteiften Hohlblock-Zwischenwänden ausgeführte San Marcos-Gebäude (Abb. 4) ist besonders schlimm zugerichtet und bestätigt, in minderwertigem Beton hergestellt, vollauf das zu diesem Punkte Gesagte, indem die ganze Eckpartie des an zwei Straßenfronten liegenden und L-förmigen Grundriß zeigenden Gebäudes völlig eingestürzt, der Rest schwer beschädigt ist.

¹⁾ Vergl. hierzu auch die Abbildungen eines demnächst in „Beton u. Eisen“ erscheinenden Aufsatzes über den gleichen Gegenstand.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Stadtbaurat Krause †. Am 11. August starb nach kurzer schwerer Krankheit im 70. Lebensjahre der langjährige Stadtbaurat von Berlin, Geheimer Baurat Dr.-Ing. e. h. r. Friedrich Krause.

Geboren am 21. März 1856 in Uggene in Ostpreußen, besuchte er die Universität Königsberg und die Bauakademie Berlin, wirkte später an den Tiefbauverwaltungen zu Posen, Königsberg — wo er sich um den Brückenbau, die Kanalisation und den Bau eines Wasserwerks verdient machte — und Stettin, wo er die mustergültige Hafenanlage geschaffen hat. Am 25. März 1897 wurde er als Nachfolger Hobrechts als Stadtbaurat nach Berlin berufen, um dessen Tiefbauverwaltung er sich in überaus hohem Maße und bleibend verdient gemacht hat. Seine Hauptwerke sind jedem Berliner und, über den ehemaligen Wirkungskreis des Verewigten hinaus, jedem Ingenieur bekannt.

Bereits zu Beginn des Jahrhunderts wurden von ihm die Entwürfe für die Untergrundbahn Nord-Süd gefertigt, die freilich erst nach 10-jähriger, durch den Krieg verlängerter Bauzeit dem Verkehr übergeben werden konnte. 1908 trat er mit einem Vorschlage für Straßendurchbrüche zur Entlastung der Leipziger Straße und des Potsdamer Platzes an die Öffentlichkeit, nachdem sein erster großer Plan die Schaffung einer Hoch- und Untergrundbahn-Verbindung sämtlicher Fernbahnhöfe Berlins gewesen war. In nimmer rastender Arbeit wurden von ihm die Entwürfe eines großzügigen Schnellbahnnetzes nach Lichtenberg, Weißensee, Moabit, Treptow usw. geschaffen; wo auch in der Folgezeit man dem Berliner Verkehr neue Wege schaffen müssen, fast immer wird man den Vorarbeiten Krauses begegnen, oft auf ihnen fußen können. Er schuf fast sämtliche neueren Brücken Berlins, als deren bekannteste die vielgenannte Millionenbrücke im Zuge der Swinemünder und Christianiastraße, ferner den Ausbau des Radialsystems der Kanalisation. Nicht zuletzt verdankt die Reichshauptstadt ihm den Umbau des Mühlendamms, den Tunnel unter den Linden und die Beseitigung des Scheunenviertels; er hat ferner bei der Aufstellung der Pläne zum Umbau des Universitätsviertels mitgeholfen, der als Jubiläumsgeschenk für den Kaiser geplant war.

Sein Lebenswerk jedoch war der Bau der städtischen Häfen: Durch die Anlage des Ost- und des Westhafens machte er Berlin zum größten Binnenhafen Europas. In dem nachrevolutionären Berlin war für ihn kein Platz. Bei Inkrafttreten der Einheitsgemeinde am 1. Oktober 1920 wurde er wie andere bewährte Kräfte mit schlichtem Abschied aus dem Dienst der Stadt entlassen. Die Wissenschaft hat die Verdienste Friedrich Krauses geehrt, indem ihm im Juli 1923 Rektor und Senat der Charlottenburger Hochschule die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen. In der Geschichte der über 20 Jahre von ihm betreuten Stadt und in derjenigen des Tiefbaues wird sein Name weiter leben.

Kittel.

Vortrag Brix auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in München am 20. Juli 1925. Dem bedeutungsvollen Vortrage des Geh. Regierungsrats Prof. Dr.-Ing. Brix über „Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues“ entnehmen wir folgendes:

Es steht ziemlich fest, daß die gewöhnliche Schotterstraße für den neuzeitlichen Verkehr unzureichend ist. Von jeder guten Straße muß ein tragfähiger trockener oder trockengelegter Untergrund, ein fester Unterbau und darüber eine widerstandsfähige, wenig Staub und Schmutz abgebende Fahrbahn gefordert werden. Die alten römischen Staatsstraßen sind diesen Ansprüchen gerecht gewesen, und mit ihrem festen Unterbau und der aus Beton oder aus mächtigen Quadern bestehenden Fahrbahn würden sie heute noch den höchsten Ansprüchen genügen (Via Appia).

Der große Bedarf an Material und Arbeitskraft, den die römische Straße erfordert, ermöglichten ihre spätere Nachahmung nicht mehr, und als Mac Adam und Trésaguet anfangs des 19. und Ende des 18. Jahrhunderts ihre Bauweisen, jener die Macadam-Bauweise, dieser die Schotterstraße mit Packlage als Grundbau, einführten, haben sie eine große Tat vollbracht, da sich hierauf fußend ein guter Landstraßenbau ausbilden konnte. Auf die Herstellung möglichst dichter Schotterdecken aus widerstandsfähigem Kleinschlag wurde immer mehr Aufmerksamkeit verwendet. Aber auch die unter Wasserzusatz festgewalzte Schotterdecke, der zur Ausfüllung der Hohlräume und zur guten Verteilung die richtigen Bindemittel in Gestalt von Kies, Grus und Splitt in der passenden Menge zugesetzt worden sind, widersteht nicht den Angriffen der schnellfahrenden Automobile, besonders der schweren Lastautos. Große Staubmengen werden erzeugt, die Schottersteine lockern sich und werden teils durch Stoß, teils durch Saugkraft aus dem Verbands herausgerissen. Mit der Staubbekämpfung durch Oberflächenteerung setzte die Straßenverbesserung ein, statt der Wasserzugabe beim Walzen folgte die Zugabe von Teer und Bitumen oder eines Gemisches beider, sei es durch das Tränkungsverfahren oder durch Herstellung von durch Teer und Bitumen umhülltem Schotter durch die Innenteerung, wobei wir von Teer-, Bitumen- und Asphaltmacadam, auch Asphaltbeton sprechen. Es wurden die Verfahren auf warmem und kaltem Wege ausgebildet, und vor etwa 40 Jahren zeigte uns Gravenhorst die Herstellung des Kleinpflasters. Etwas später wurden Zementbetonstraßen ausgeführt, die aber in den Städten von Stampf- und Gußasphalt und von Holzpflaster, sämtlich auf Betonfundament ruhend, völlig verdrängt wurden. Aus der Stampf- und Gußasphaltdecke leiteten sich die Walz- und Sandasphaltverfahren ab, wobei als Rohstoff das aus der Destillation des Rohpetroleums stammende Petrolpech, namentlich als Mexikobitumen, in steigendem Maße zur Verwendung kommt. — Das Bestreben, möglichst unabhängig von der Witterung dem Straßenkörper Bitumen einverleiben zu können, führte zu dem Verfahren der Beigabe von Teer und Bitumen in Form von Emulsion. Ich führe in dieser Beziehung die Namen Askolit, Vialit und Kiton an. — Dr. Deidesheimer hat das System einer Großschotterstraße mit Schwerwalzbetrieb in die Praxis eingeführt, ein Mittelding zwischen Schotter und Pflasterdecke. In den letzten Jahren haben aber namentlich die Betonstraße in Nordamerika und die Bitumendecke in den verschiedensten Ausführungen, namentlich in England, große Ausdehnung erfahren. Sie sind neben dem Kleinpflaster wohl als die Straßen der Zukunft zu bezeichnen.

Die Einführung zeitgemäßer Maschinen hat für den Bau von Straßen eine außerordentliche Bedeutung, ja, durch diese allein wird in Verbindung mit zweckmäßigen Arbeitsdispositionen der Straßenbau auf die notwendige, in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht leistungsfähige Höhe gebracht.

Hartes Steinpflaster mit Fugenverguß ist bei gutem Unterbau dem schwersten Verkehr gewachsen, wobei der allgemeine Grundsatz zu beachten ist, daß der neuzeitliche Verkehr eine möglichst ebene Oberfläche verlangt; Reihenpflaster ist deshalb dem Kopfsteinpflaster vorzuziehen. In feuchtem Klima und in Steigungen wird Basalt und Ilse der Schlackenstein, wohl Schlackenstein überhaupt, zu glatt.

Das Holzpflaster, das sich besonders in Bremen bewährt hat, wird zweckmäßig als Brückenbelag angewandt. Ich weise hier auf eine Veröffentlichung des Landesbauamts Henning im „Bauingenieur“ 1925, Heft 12, hin, durch die für Brücken die Anwendung von Hanfseil- und Hanfgurdecke als Straßenbelagdecke empfohlen wird.¹⁾

Das Kleinpflaster hat sich für mittleren und schweren Verkehr bewährt und erfordert bis jetzt die geringsten Unterhaltungskosten. Bitumenverguß möchte ich hierbei besonders empfehlen.

Die gewöhnlichen Oberflächenteerungen und ähnliche Verfahren sind nur mittlerem Verkehr gewachsen, für feuchte sowie schattige Straßen aber ungeeignet. Immerhin wird bei jährlich ein- bis zweimaliger Teerung die Dauer der Schüttung verdoppelt.

Bei Innenteerungen und bituminösen Ausführungen ist die Lebensdauer der Straßen gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke im allgemeinen die vierfache. Einige patentierte Verfahren sind auch schwerstem Verkehr gewachsen. Dauernde Ausbesserungen sind nicht zu umgehen. Sowohl Asphaltmacadam als Teerpechmacadam haben Erfolge aufzuweisen, auch das Kaltasphaltverfahren. Es sind aber auch ungünstiger lautende Urteile eingegangen, weshalb es noch eingehender Erfahrungen bedarf. Das gleiche ist der Fall bei der Verwendung von kaltem Teer und Bitumenemulsion, worüber von anderer Seite zum Teil recht günstige Erfahrungen gemeldet werden.

Über Betonstraßen liegen in Deutschland nur wenige Erfahrungen vor. Die älteren Betonstraßen, z. B. das Kieselpflaster, haben manche Mißerfolge aufzuweisen gehabt. In den meisten Verwaltungen ist Klein- und Großpflaster in beträchtlichem Umfange vorgesehen. Oberflächenteerungen sollen in mehreren Provinzen ausgeführt werden. Betonstraßen mit und ohne Eiseneinlagen sind im Staate Sachsen und in Anhalt geplant, während Asphaltstraßen verschiedener Ausführungen in Brandenburg, in Bayern, in der Rheinprovinz, in Wiesbaden, Hessen, Oberschlesien, Westfalen und anderen Orten vorgesehen sind. Teer-macadamverfahren sollen in Wiesbaden, Hannover, Cassel und anderen Orten ausgeführt werden. An diese Ausführungen werden sich weitere Erfahrungen knüpfen; namentlich aber werden uns die Ergebnisse der ausgeführten Versuchsstraßen im Aus- und Inlande und die Erfahrungen wertvoll sein, die die im Auslande hergestellten neuen Automobilstraßen, u. a. auch die neue Automobilstraße von Mailand nach den oberitalienischen Seen, die der Anregung des Ingenieurs Paricelli ihre Entstehung verdankt, uns liefern werden.

Die vom Deutschen Straßenbauverbande unter teilweiser Mitwirkung der Studiengesellschaft unter der technischen Oberleitung des Herrn Oberbauamts Nagel erbaute Versuchsstraße bei Braunschweig zur Ermittlung der Einwirkung der Kraftwagen auf die Fahrbahn ist in dieser Beziehung von besonderem Interesse.²⁾ Die Fahrbahnen dieser Versuchsstraße bestehen aus Kleinpflaster, aus gewöhnlicher Chaussierung, aus Chaussierung mit Bitumen-Oberflächendichtung (Spramex-asphalt), aus Asphalt-schotter mit Innenasphaltierung, ausgeführt von der Westdeutschen Wegebaugesellschaft in Düsseldorf, wobei einerseits Petrolasphalt von der Rhenania und andererseits Bitumen der Mexiko-Bitumenkompanie verwendet worden ist; ferner aus Beton, hergestellt von der Firma Dyckerhoff & Widmann namens des Betonvereins, und aus Innenteerung zur Hälfte nach dem Heißeinbauverfahren, zur anderen Hälfte nach dem Kalteinbauverfahren hergestellt.

Auf der Landstraße Barmen—Hastlinghausen—Witten ist eine rd. 2 km lange Versuchsstrecke gleichfalls in verschiedenen Straßenbauarten in Abteilungen von je 100 m Länge hergestellt worden. Im Zuge der Straße von München nach Garmisch ist im Forstenrieder Park zwischen München und Starnberg eine Zementbetondecke kürzlich fertig geworden.

Auch der Denkschrift des Stadtbaumeisters Röhr, Bochum, ist zu gedenken, die einen Vorschlag über den Neubau von rd. 350 km Autostraßen im Ruhrbezirk enthält. Die Kostenüberschläge darin dürften allerdings etwas zu gering ausgefallen sein.

Im Auslande stehen die Vereinigten Staaten von Nordamerika auch mit der Anlage von wissenschaftlich geleiteten Versuchsstraßen

obenan. Namentlich sind zu erwähnen die Arlington-Versuchsstraße bei Philadelphia, die Betonversuchsstraße in Pittsburg, Kalifornien, und besonders die Versuchsstrecke des Staates Illinois, die Bates Road bei Springfield. Bei einer Straßenlänge von rd. 3¼ km sind sechs Gruppen mit 63 verschiedenen Querschnitten seit etwa zwei Jahren zur Ausführung gekommen, und zwar Klinkerdecke auf Macadam-gründung mit bituminöser Fugenfüllung; Asphaltbetondecke auf Macadam; Asphaltbetondecke auf Beton; Klinkerdecke mit bituminöser Fugenfüllung auf Beton; Klinkerdecke in Zementmörtel auf Beton; eisenbewehrte und unbewehrte Betondecken in 26facher Ausführungsweise.

In England sind seit 1913 dauernd Versuchsstraßen, hauptsächlich mit bituminösen Straßendecken, zur Ausführung gekommen, und in Frankreich hat im vorigen Jahre eine Studiengesellschaft für Betonstraßen bei Bry sur Marne eine Versuchsstrecke von 1400 m Länge in zwölf verschiedenen Betonausführungsarten hergestellt.

Welche Tagesfragen der Erörterung und Prüfung entgegensehen, lehrt das Programm für den 5. Internationalen Straßenbaukongreß, der vom 6. bis 13. September 1926 in Mailand stattfinden soll, Fragen, mit denen wir uns auch in Deutschland beschäftigen, auch wenn wir nicht in der Lage sein sollten, in Mailand in Gedanken-austausch mit ausländischen Fachmännern offiziell einzutreten. Es werden in Mailand bezüglich Bau und Unterhaltung der Straßen behandelt werden

1. Betonstraßen, insbesondere Fortschritte in der Anwendung der Baustoffe zur Herstellung von Straßenbefestigungen in Zementbeton;
2. Straßenbefestigungen aus Bitumen und Asphalt, Forderungen an die Baustoffe, Bindemittel und Zuschlagstoffe;
3. Einheitliche Angaben und Anforderungen an Steinkohlenteer, Bitumen und Asphalt.

Im Hinblick auf Verkehr und Betrieb wird verhandelt werden über

1. Verkehrsbeobachtungen, einheitliche internationale Grundsätze für die Aufstellung von Verkehrsstatistiken;
2. Stadterweiterungen und -verbesserungen im Hinblick auf die Verkehrsinteressen und allgemeine Verkehrsregelung in den Städten;
3. Autostraßen. Umstände, die die Anlagen besonderer Straßen rechtfertigen. Zuständige Behörden, Aufbringung der Mittel, Beihilfe öffentlicher Körperschaften, Benutzungsgebühren, Verkehrsregelung sowie Verbindung mit öffentlichen Wegen im Hinblick auf Schönheit und Verkehr im allgemeinen.

Für Deutschland ist es eine der nächsten Aufgaben, ein Verkehrsstraßennetz im Anschluß an die großen Hauptstraßen des Auslandes festzulegen. In dieser Beziehung hat das sächsische Finanzministerium bereits vorgearbeitet und unter Leitung von Ministerialrat Dr. Speck schon ein Verkehrsstraßennetz für Autodurchgangstraßen in Deutschland aufgestellt.

Im einzelnen sei noch auf einige Ergebnisse und besondere Erfahrungen hingewiesen. Die Betonstraße ist der heute in den Vereinigten Staaten erfolgreichste Straßentyp, soweit es sich um die Landstraßen handelt. Die Erfahrung zeigt, daß bei Betonstraßen die nicht unterstützten Ecken, die Ränder und die Längsseiten die schwächsten Stellen der Decke sind. Daher hat sich entweder eine Verstärkung der Decke an diesen Stellen oder die Einlegung von Bewehrungsseilen, Rundstäben, schließlich auch beides bei besonders starkem und schwerem Verkehr, als nützlich erwiesen. Die Rissebildung ist bei Betondecken unvermeidlich. Durch Anordnung von Dehnungsfugen, Querfugen alle 6 bis 10 m und eine Längsmittelfuge bei Straßen über 6 m Breite lassen sich aber die Risse an diese Fugen bannen. Sie lassen sich derart meistern, daß sie, abgesehen von Haarrissen, mit den vorgesehenen Dehnungsfugen übereinstimmen. Bei während kalten Wetters gebauten Betonstrecken zeigten sich 12 mm starke Dehnungsfugen zu schmal, beim Eintritt wärmerer Tage entstanden Preßfugen, wodurch der Beton gesprengt wurde. Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt der Luft sind bei Ausführung der Betondecken besonders zu beachten. Die Wasserzugabe ist hiernach zu regeln.

In den Vereinigten Staaten wird angenommen, daß eine zweckmäßig angeordnete Eiseneinlage die Lebensdauer der Decke um 1/6 verlängert. Es ist dort gelungen, Betondecken auszuführen, ohne daß Längsrisse auftauchten. Dies wird auf die Kantenverstärkung und die sorgfältige Behandlung des Betons nach dessen Einbau zurückgeführt. Möglichst trockene Mischung wurde hierbei bevorzugt. Darüber, ob eine Betondecke in zwei Schichten oder als Einheitsdecke zweckmäßiger ausgeführt ist, sind die Meinungen noch geteilt.

Es erscheint nicht ausgeschlossen, daß auch das Zementbetonspritzverfahren, der Torkret- oder Beton nach dem sogenannten Kraftverfahren zur Herstellung von Straßendecken mit Erfolg angewendet werden kann.

Regelmäßige und ausreichende Anlieferung und ein genügender Vorrat der Baustoffe ist namentlich bei den Betonstraßen für den

¹⁾ Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1925, Heft 20.

²⁾ Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10.

raschen und guten Baufortgang erforderlich. In den Vereinigten Staaten werden deshalb dem Unternehmer die angelieferten und aufgespeicherten Baustoffe nach geschehener Prüfung durch den bauleitenden Ingenieur sofort bezahlt.

Auf Dammschüttungen und neuen Brückenrampen sollten die endgültigen Straßendecken erst nach ein bis zwei Jahren hergestellt werden.

Bei der Konstruktion des Straßenkörpers muß berücksichtigt werden, ob er auf Dämmen oder in Einschnitten, auf aufgeschüttetem oder gewachsenem Boden liegt. Bei Betondecken und Betonunterbau auf Dämmen sind größere Stärken und mehr Eiseneinlagen zu fordern, als wenn es sich um Betondecken in Einschnitten handelt.

Beton aus Schlackenschotter hat sich gut bewährt, und die Schlackenbetonstraßen zeigen praktisch eine tadellose Oberfläche.

Bei bituminösen Straßendecken ist die eigentliche Tragschicht der Sand, das Bitumen wirkt nur als Kitt- und Klebemittel, und der Mineralstaub dient zur Ausfüllung der Zwischenräume, wobei diese drei Stoffe eine möglichst dichte Masse ergeben müssen. Es ist deshalb irrig, wenn geglaubt wird, eine Straßendecke wäre um so besser, je größer der Zusatz an Bitumen ist. Manche ungünstige Erfahrungen in neuerer Zeit sind auf diese irrige Anschauung zurückzuführen. Ein zu hoher Gehalt an Bitumen und ein zu geringer Prozentsatz des Feingemenges gibt auch Veranlassung zum Schieben und zur Wellenbildung der Asphaltfläche. Möglichst große Dichtigkeit ist eine gute Gewähr gegen Schieben des Asphalts. Nach amerikanischen Vorschriften soll kein bituminöses Material zur Straßenherstellung verwendet werden, wenn die Temperatur im Schatten unter $50^{\circ}\text{F} = 10^{\circ}\text{C}$ ist, wenn sich die Oberfläche in feuchtem oder sonst in ungeeignetem Zustande befindet, und ohne schriftliche Genehmigung des amtierenden Ingenieurs darf zwischen dem 15. Oktober und dem 1. Mai kein Bitumen verwendet werden, wobei aber augenscheinlich nach den jeweiligen Witterungsverhältnissen verfahren wird. Die Mengenbestimmung des bituminösen Baustoffs soll sich auf eine Temperatur von 25°C beziehen.

Über die Zweckmäßigkeit der Herstellung von verhältnismäßig dünnen bituminösen Überzügen, etwa unter 2 cm, auf Betonstraßenflächen sind die Meinungen geteilt. Man sieht in den Vereinigten Staaten Straßenstrecken, auf denen sich derartige dünne Überzüge teilweise ablösen oder sich schon abgelöst hatten. In Rhode Island hat sich das Kaltmischverfahren zum Bau von Asphalt-Macadamstraßen bewährt. Bei sehr schwerem Fuhrwerkverkehr und bei gemischtem Verkehr wurden diese Decken, wenigstens in Rhode Island, weniger geeignet gefunden.

Der amerikanische Ingenieur nennt Asphaltbeton ein inniges Gemisch von Schotter, Sand, Kalksteinmehl und Asphaltzement. Asphaltzement wird das natürliche oder durch Petroleumdestillation gewonnene Bitumen (Mexikobitumen) genannt, dessen in Schwefelkohlenstoff (CS_2) löslicher Bitumengehalt nach amerikanischen Vorschriften nicht weniger als 99,5% bei nicht über 20% Gehalt an festem Kohlenstoff sein darf.

Das Streuen von Portlandzement auf die fertiggewalzte Walzasphaltdecke hat sich im Staate Ohio als zweckmäßig gezeigt. Es bildet sich dadurch eine feste gleichmäßige Haut.

In Detroit wird neuerdings für die Hauptverkehrsstraßen eine 20 cm starke Betongründung und darüber eine $3\frac{3}{4}$ cm starke Walzasphaltoberfläche ausgeführt. Nach neuen Erfahrungen in Charlottenburg und London reicht bei sehr schwerem Verkehr eine Stärke von 20 cm nicht mehr aus, und man muß bis zu 30 cm Stärke geben, sofern man es nicht mit einem besonders festen guten Untergrund zu tun hat. Hier seien auch die Teerzementdecken erwähnt, die anscheinend mit Erfolg von einer Oldenburger Firma ausgeführt werden. Die Teerzementdecke kommt auf eine Betonunterlage oder auch auf eine alte feste abgegliche Fahrbahn; sie besteht aus Hartsteinschotter (90 R.-T. Schotter, 10 R.-T. Kies und Sand) und 40 bis 60 Teilen Portlandzement. Dieser mit 10% Wasser gemischten erdfeuchten Masse werden dann noch etwa 5 Teile Steinkohlenteerdestillat kalt beigegeben.

In Belgien sind kürzlich Straßendecken aus Soliditit-Beton mit anscheinendem Erfolg ausgeführt worden. Es handelt sich um hochwertigen Zement mit Kieselsäurezusatz. In Deutschland wird dieses Verfahren durch die Deutsche Soliditit-Zentrale in Köln vertreten.

Neuerdings wird auch Schliemanns Straßenkitt, Bimex genannt, zur Ausbesserung und Herstellung von Straßendecken empfohlen. Er wird heiß bei einer Temperatur zwischen 140 und 180°C aufgetragen.

Als Fahrbahnbreite für eine Wagenspur sind bisher fast allgemein 2,5 m angenommen worden, etwa mit noch einem Zusatz von 0,5 bis 1 m.³⁾

³⁾ Vergl. Jos. Brix, „Die obere und unterirdische Ausbildung der städtischen Straßenquerschnitte“, Berlin 1909, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Dieses Maß erscheint nicht mehr hinreichend. In England ist als Normalmaß ein solches von 10 Fuß gleich rd. 3 m, neuerdings teilweise vorgeschrieben. Auf dem Internationalen Städtebaukongreß in New York wurde als Einheitsbreite des Fahrdamms für eine Verkehrspur das Maß von 2,75 m, ohne Widerspruch zu finden, empfohlen.

Das Auto ist nicht so empfindlich gegenüber starken Steigungen wie der von tierischer Kraft gezogene Wagen. Der Benzinverbrauch wächst praktisch genormen nicht erheblich bei Überwindung von Straßenstrecken größerer Steigung. Viel mehr fällt der Zustand der Fahrbahn ins Gewicht. Nach amerikanischen Erfahrungen erfordert eine schlecht unterhaltene Straße den doppelten Benzinverbrauch gegenüber dem auf einer tadellosen Fahrbahn. Und so kann auch im Flachlande bei Autostraßen zeitweise unbedenklich auf Steigungen bis zu 5% und im Berglande vielleicht bis zu 8% heraufgegangen werden. Der Vortragende hat in den Vereinigten Staaten Steigungen zwischen 8 und 15% und noch mehr, z. B. in Pittsburg angetroffen, allerdings durchweg als Beton- oder Klinkerstraßen ausgeführt, auf denen der Verkehr ohne Störung vor sich ging.

Bei den Straßenkurven ist eine ausreichende Sicht noch viel wichtiger als ein großer Kurvenhalbmesser. Alle Hilfsmittel, eine solche Sicht zu verschaffen, wie Abholzen und Abtragung von Einschnittmasse auf der Kurveninnenseite, sollten deshalb zur Anwendung kommen. Verbreiterung der Autostraßen in den Kurven unter 50 m Halbmesser, Herstellung einseitiger Neigung nach der Kurveninnenseite, Minderung des Längsgefälles, Erhaltung des Fahrdammes in bestem Stande, diese Forderungen müssen an die gekrümmte Autostraße gestellt werden.

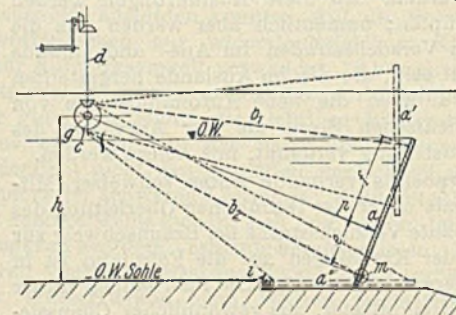
Die Erbauung reiner Autostraßen und deren Unterhaltung muß der Initiative des Reiches, vielleicht noch besser der Initiative der Länder und von Gesellschaften, sowie Interessenten, vielleicht darunter auch die Reichspostverwaltung, unter Subvention und sonstiger Beihilfe des Reiches, der Länder, der berührten Städte, Orte und Industrien, sowie anderer Beteiligten, überlassen werden. Die Studiengesellschaft kann hierbei wertvolle Dienste leisten. Nach einem allgemeinen Plan würden vielleicht schon mit rd. 4000 km reinen Autohauptdurchgangsstraßen die wichtigsten Verbindungen in Deutschland nach Ost-West und Süd-Nord mit einer Gesamtausgabe von etwa 1600 Mill. R.-M. geschaffen werden können.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Wehrplatte (Kl. 84a, Nr. 404 524 vom 4. 9. 1923 von Eugen Fischer in München). Die seitlich abgedichtete Wehrplatte ist als

Falltafel ausgeführt und oberwasserseitig durch eine Kette über der Sohle gehalten, die über Kettenräder geführt ist, deren Welle durch ein selbst-sperrendes Vorgelege gedreht wird, wodurch die Falltafel einen bestimmten Neigungswinkel mit der Sohle einschließt. Zum Aufstellen der umgelegten Wehrplatte dient ein Anschlag, der gleichzeitig das Eindringen von Geschiebe verhindert.



Personalnachrichten.

Bayern. Der Oberbauamtmann und Vorstand des Kulturbauamts Kaiserslautern, Friedrich Meyer ist auf Ansuchen wegen nachgewiesener Dienstunfähigkeit auf die Dauer eines Jahres in den Ruhestand versetzt worden.

Württemberg. Übertragen wurden die erledigten Straßen- und Wasserbauämter Ellwangen dem Baurat Link, stellvertretenden Vorstand dieses Amtes, und Kalw dem Baurat Geiger, stellvertretenden Vorstand dieses Amtes.

INHALT: Pieranlage in Manila. — Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. — Seilanzug für ein Schiffshebewerk. — Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer und Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. — Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien. — Vermischtes: Stadtbaurat Krause †. — Vortrag Brix auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in München. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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