

Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsauräten Dr.-Ing. Schinkel, Magdeburg, und Prött, Elbeu.

(Fortsetzung aus Heft 32.)

Abdichtung des Bauwerks. Insbesondere auf Verlangen der Reichsbahn wurde für die Abdichtung des Bauwerks in seinem mittleren, 55 m langen Teil über dem Grundwasser eine Bleidichtung aus 1,5 mm starkem Walzblei zwischen Asphaltfilzpappen vorgesehen. Die Bleieinlage wurde so stark gewählt, daß gerade noch ein Verlöten an den Stoßstellen möglich ist. Beiderseits dieser mittleren Zone sollen bis an die Stirnmauern zwei Asphaltfilzpappagen mit drei Goudronanstrichen bis NN + 42,5 m hinab auf den Rückenflächen des Bauwerks hergestellt werden. Zum Schutze der Asphaltpappen wird auf den Widerlagern eine Klinkerrollschicht, auf dem Gewölbe eine Klinkerflachschicht aufgebracht.

Unterhalb der Höhe NN + 42,5 m sind die Innen- und Außenwände der Widerlager und Flügel zum Schutze gegen das betonschädliche Grundwasser, vor allem auch wegen der Unsicherheit über den zeitlichen Gehalt an gebundener Schwefelsäure mit zwei Lagen Asphaltfilzpappe und drei Goudronanstrichen versehen. Zum Schutze gegen äußere Beschädigungen und zugleich zur weiteren Abweisung des betonschädlichen Grundwassers erhält diese Asphaltpappdichtung unterhalb NN + 42,5 m eine 1/2 Stein starke Vormauerung aus säurefesten Klinkern in Tonerdezementmörtel.

Als Sohlendichtung wurde zunächst von der Reichsbahn ebenfalls eine doppelte Asphaltpappage mit Klinkerschutz gewünscht. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Gleitens der Widerlager auf den Pappagen wurde jedoch davon abgesehen und als Schutz der Sohlenflächen der Widerlager und Flügelmauern eine doppelte Klinkerflachschicht aus säurefesten Klinkern in Tonerdezementmörtel 1:3 mit einer darüber gelegten 7 cm starken Tonerdezementbetonschicht 1:3 mit Streckmetalleinlage vorgesehen. Diese Sohlendichtung wurde mit der Dichtung der Seitenwände derartig verbunden, daß die Asphaltpappagen der Seitenwände in abgestufte Falzen der seitlich hochgezogenen Sohlendichtung einbinden (Abb. 9). Der Falz wurde mit einer Masse aus Bitumen und Asbest vergossen.

Ausbildung und Dichtung der Fugen. Die Herstellung der sechs Fugen zwischen den einzelnen Bauwerkblöcken geschieht durch Ankleben von zwei Lagen unbesandeter Dachpappe. Die Dichtung der vier Fugen in dem mittleren Teil (Walzbleiisolierung) geschieht auf dem

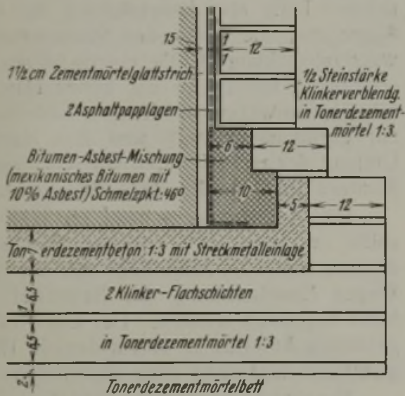


Abb. 9. Sohlendichtung der Widerlager und Flügel.

deckung verklebt werden. Darüber wird eine 1 m breite, 3 mm starke Bleibohle gelegt, die mit den anschließenden 1,5 mm starken Bleilagen mit Überdeckung verlötet wird. Darüber liegt wiederum eine Asphaltpappage, die mit den anschließenden Pappagen mit Überdeckung verklebt wird (Abb. 10). Im ganzen sind vier Goudronanstriche vorgesehen.

Die Dichtung der beiden äußersten Baublock-Fugen (Asphaltpappisolierung) soll entsprechend durch drei Lagen Asphaltfilzpappe mit vier Goudronanstrichen und Bitumen mit Teerstrickeinlagen hergestellt werden (Abb. 11).

Die Dichtung der Fugen zwischen den Flügelmauern und den Widerlagern geschieht durch eine 3 mm starke, 20 cm breite verlötete Walzbleibohle, die bis zur Gesamtstärke von 30 mm beiderseits mit Bitumen belegt ist.

Tonummantelung. Die wirksamste Sicherung gegen Feuchtigkeit aus dem Damm ist die möglichste Dichtigkeit des Kanalbettes. Bei der geringen Bauhöhe ist es nicht möglich, die Tondichtung des Kanaltrogs vollständig unabhängig über das Bauwerk hinwegzuführen. Wie oben erwähnt, muß vielmehr die normale Tondichtung auf einem schmalen Streifen in Kanalmitte bis auf 0,40 m eingeschränkt werden. Die Tonschale des Kanaltrogs vereinigt sich über dem Bauwerk mit der Tonummantelung, in die das Gewölbe und die Widerlager bis mindestens 1 m unter Kämpferhöhe eingepackt werden. Um eine möglichst einwandfreie Dichtung zu erhalten, wird die Tonschale beiderseits der Bauwerkachse auf 16 m in doppelter Stärke, also 1,2 m stark ausgeführt. Diese Maßnahmen lassen erhoffen, daß auch bei etwaigen Setzungsrissen Ton mit Ton in Verbindung bleibt (Abb. 6).

Außerhalb der Tonschale des Kanaltrogs werden das Bauwerk und die Widerlager mit einer 0,6 m starken Tonschicht umhüllt unter Verstärkung der beiderseitigen Zwickel (Abb. 2). Statt der 1 m starken Kiesandschüttung als Schutz für die Tondichtung des normalen Kanalquerschnitts wird über dem Bauwerk wegen der verminderten zur Verfügung stehenden Bauhöhe ein Sohlenpflaster ausgeführt.

Entlüftungsschacht. Zur schnelleren Abführung der in der Unterführung sich ansammelnden Rauchgase sind auf Wunsch der Reichsbahn zwei aus Klinkern gemauerte Entlüftungsschächte außerhalb der Tondichtung bis über Leinpfadhöhe hochgeführt, die an der Außenseite mit Asphaltpappe gegen durchsickernde Feuchtigkeit geschützt werden (Abb. 2).

Hinterfüllung. Bei der Hinterfüllung, die gleichmäßig von beiden Seiten her vorzunehmen ist, soll besonderer Wert darauf gelegt werden, daß hinter dem Bauwerk, besonders in Höhe der Dränrohre, grober Kies eingebracht wird, damit etwa von oben eindringendes Wasser sicher abgeleitet wird. Die ersten Hinterfüllungsarbeiten müssen daher unabhängig von dem eigentlichen Kanaldambau ausgeführt werden, wenn es nicht gelingt, bei dem für den Dammbau vorgesehenen Spülverfahren die groben Teile unmittelbar hinter das Bauwerk zu spülen.

Statische Berechnung. Über die Durchführung der statischen Berechnung nach der Stützlinientheorie ist Bemerkenswertes nicht zu sagen. Für Beton und Eisenbeton sind die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton von 1925 zugrunde gelegt. Für Klinkermauerwerk ist eine Druckbeanspruchung von 35 kg/cm² zugelassen. Für den festgelagerten kiesigen Sand wurde eine größte Pressung von 4 kg/cm² in Geländehöhe als zulässig erachtet und in größter Tiefe die zulässige Pressung um das Gewicht der überlagernden Bodenschichten erhöht nach der Formel $\sigma_t = \sigma_0 + \gamma t$. Das Gewölbe ist nach der Stützlinie für volle Belastung unter dem Leinpfad geformt. Folgende Fälle wurden untersucht:

- I. Hinterfüllung trocken ($\gamma = 1,6, \rho = 37^\circ, \delta = 20^\circ$),
 - a) Stützlinie durch Querschnittmitte im Scheitel und Kämpfer,
 - b) Maximalstützlinie (bei kleinem Erddruck),
- II. Hinterfüllung naß ($\gamma = 1,8, \rho = 25^\circ, \delta = 10^\circ$),
 - a) Stützlinie durch Querschnittmitte im Scheitel und Kämpfer,
 - b) Minimalstützlinie (bei großem Erddruck),
 - c) wie a) jedoch $\delta = 0^\circ$.

Die Stützlinien des Gewölbes nach Fall I. a) und II. a) bleiben im Kern, ebenso die Minimalstützlinie nach Fall II. b). Nur die Maximalstützlinie nach Fall I. b) fällt in den beiden ersten Fugen am Scheitel aus dem Kern heraus. Die größten nachgewiesenen Beanspruchungen im Gewölbe unter dem Leinpfad sind 24,5 kg/cm² Druck und 2 kg/cm² Zug.



Abb. 10. Dichtung der Fugen im mittleren Teile des Bauwerks.

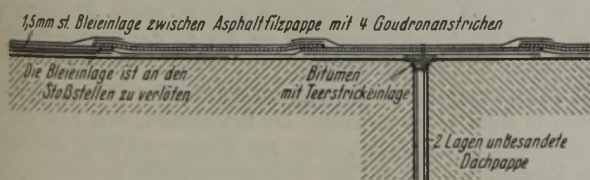


Abb. 11. Dichtung der Fugen an den Endstücken des Bauwerks.

Plucken des Gewölbes und der Widerlager durch Bitumen mit Teerstrickeinlagen in dem durch die abgerundeten Ecken der einzelnen Baublocke gebildeten Falz. Darüber wird ein 1 m breiter Streifen Asphaltpappe geklebt, mit dem die anschließenden unteren Asphaltpappen mit Über-

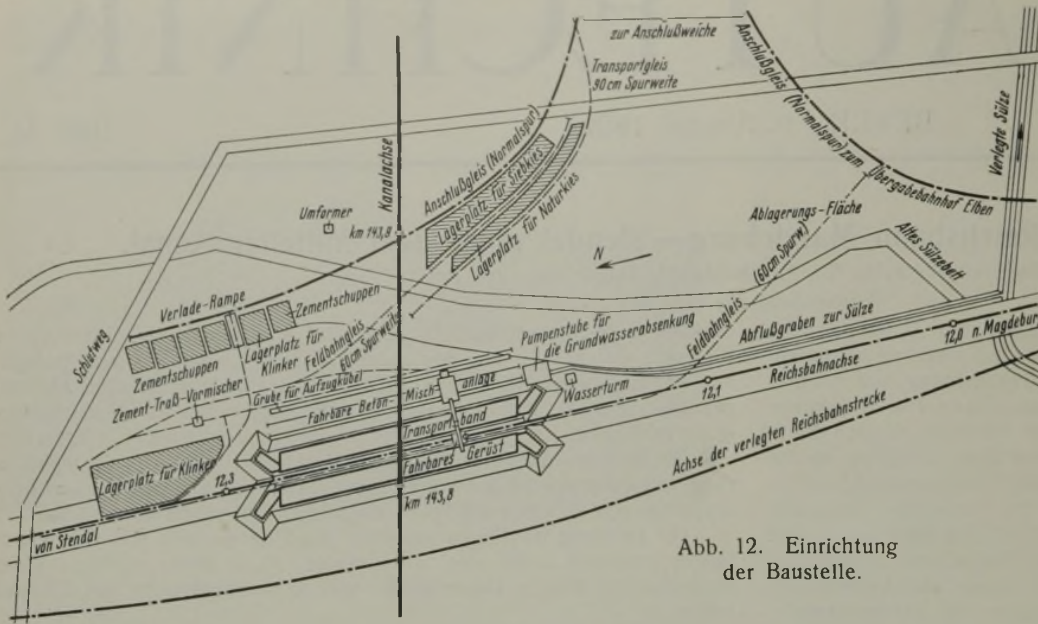


Abb. 12. Einrichtung der Baustelle.

Eine nach der Elastizitätstheorie durchgeführte Kontroll-Rechnung hat ergeben, daß die Stützlinie durchweg im Kern liegt.

Bei den Widerlagern liegen die Stützlinien für alle untersuchten Fälle innerhalb des Kerns. Die größte Betonbeanspruchung ist rd. 5 kg/cm². Die größte Bodenpressung für die Maximalstützlinie nach Fall I, b) errechnet sich zu rd. 5 kg/cm² an der Hinterkante des Widerlagers, für die nach obigen Annahmen bei einer Überschüttungshöhe von 12,5 m über der Gründungssohle

$$\sigma = \frac{4 + 1,6 \cdot 12,5}{10} = \text{rd. } 6 \text{ kg/cm}^2.$$

zulässig sind.

Für die einzelnen Fälle sind die Bodenpressungen der Widerlager:

Belastung nach Fall	Bodenpressungen in kg/cm ² der	
	Vorderkante	Hinterkante
I a Normale Stützlinie $\gamma = 1,6$	2,03	4,33
I b Maximalstützlinie	1,31	5,05
II a Normale Stützlinie $\gamma = 1,8$	3,70	3,24
II b Minimalstützlinie	4,47	2,47
II c Normale Stützlinie $\gamma = 1,8$ $\delta = 0$	4,45	2,05

Bei dem am stärksten belasteten Querschnitt der Flügelmauern ergibt die statische Berechnung folgende Bodenpressungen:

- Für den Fall I (s. oben)
 - 1,3 kg/cm² an der Vorderkante
 - 2,1 " " " Hinterkante.
- Für den Fall II
 - 3 kg/cm² an der Vorderkante
 - 0,4 " " " Hinterkante.

Grundlagen für die Ausführung. Die Reichsbahn bestand darauf, daß das Unterführungsbauwerk in die bestehende Streckenachse gelegt wurde. Da eine dauernde Verlegung der Strecke also gar nicht in Frage kam, ergaben sich als Ausführungsmöglichkeiten nur die Herstellung des Bauwerks über der im Betrieb befindlichen Strecke oder unabhängig von der befahrenen Strecke nach vorübergehender Verlegung der Strecke östlich oder westlich. Nun mußte die Schienenoberkante im Bauwerk schon um 0,5 m gesenkt und damit die Strecke auf etwa 500 m Länge aufgenommen und neu verlegt werden. Eine vorübergehende Verlegung war also keinesfalls zu umgehen. Damit wurde der Entschluß erleichtert, sie für die ganze Bauzeit beizubehalten und so die Baustelle von dem störenden und Gefahr bringenden Eisenbahnverkehr freizuhalten. Dazu kam, daß das Grundwerk der 1,5 m nach innen vorkragenden Widerlager ohne Verlegung nur mit den größten Schwierigkeiten und unter Aufwendung erheblicher Kosten hätte hergestellt werden können.

Die vorübergehende Verlegung der Strecke Magdeburg—Stendal während der Bauzeit hing eng zusammen mit der Frage des Baubahnhofs an dieser Strecke in der Nähe des Kanals. Der hier anzulegende Bahnhof sollte dazu dienen, die Geräte und Baustoffe für die große Elbbrücke bei Glindenberg, das Hebewerk bei Rothensee und das Kanalstück von der Reichsbahnunterführung bis zur Elbe heranzuführen. Die Empfangsstellen liegen alle östlich der Bahnlinie, das Hebewerk südlich der Kanalachse, so daß die gegebene Lage für den Baubahnhof südöstlich der Kreuzungsstelle war. Damit die Baustelle des Unterführungsbauwerks nicht durch die verlegten Hauptbahnleise von dem Baubahnhof abgeschnitten wurde, mußte die vorübergehende Verlegung nach Westen

erfolgen. Mit je einer S-Kurve von 1000 m Halbmesser und 175 m langen Zwischen geraden wurde die vorübergehende Verlegung in der gleichen Höhe wie die bisherige Strecke in einem Abstände von 42 m ausgeführt. Von dem Baubahnhof wurde eine normalspurige Anschlußbahn nach Osten bis zur Baustelle für die Kanalbrücke über die Elbe gebaut. Durch eine Abzweigung wurde auch die Baustelle für die Reichsbahnunterführung für den normalspurigen Verkehr ohne Umladung zugänglich gemacht.

Die Bauausführung. Die Arbeiten wurden auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung vergeben. Alle wesentliche Baustoffe, nämlich Portlandzement, Trafkiessand, Siebkies, Klinker, Hartbrandstein und Werksteine wurden von der Bauverwaltung geliefert. Der Unternehmer hatte lediglich das Ausladen und die sorgfältige Lagerung zu übernehmen. Die Ausführung der Blei- und Asphaltpappdichtung war zu nächst nicht verdingen. Die Grundwasser senkung hatte der Unternehmer einzurichten

und zu betreiben. Jedoch war ihm das Risiko sehr weit abgenommen indem die Anzahl und Entfernung der Rohrbrunnen von der Bauverwaltung angegeben und der An- und Abtransport der Geräte sowie der Betrie der Anlage je Tag nach besonderen Posten vergütet wurden. Dabei war allerdings eine Höchstgrenze für die Betriebstage vertraglich ausbedungen deren Überschreitung zu Lasten des Unternehmers ging. Der Unternehmer hatte also hauptsächlich die Größe der erforderlichen Pumpen Aggregate, die Höhe des Stromverbrauchs und die Dauer der Grundwasserabsenkung richtig einzuschätzen. Bei den weiteren Grundwasser senkungen für die in der hohen Dammstrecke liegenden großen Unterführungsbauwerke wurde dem Unternehmer auch der elektrische Strom zur Verfügung gestellt und ihm damit auch noch das Risiko für den Umfang des zu fördernden Wassers abgenommen, was gerade im trockenen Sommer 1928 für die Verwaltung erhebliche Vorteile brachte.

Die Ausschreibung fand im Herbst 1926 statt. Die Bauausführung sollte im Jahre 1927 mit der Herstellung der Widerlager und Flügelmauern sowie im Jahre 1928 mit der Herstellung der Gewölbe geschehen. Wegen Einschränkung der Baumittel konnte 1927 mit der Ausführung nicht begonnen werden. Der Unternehmer verpflichtete sich jedoch, die gesamten Arbeiten in einem Baujahr 1928 fertig zu stellen, was dank der günstigen Witterung ohne Schwierigkeiten gelungen ist.

Einrichtung der Baustelle. Das normalspurige Anschlußgleis an den Übergabebahnhof Elbeu wurde mittels einer Kurve bis an das Nordende des Baufeldes herangeführt (Abb. 12), wodurch das östlich des Bauwerks liegende höhere Gelände, das zum Sülz bach in steiler Böschung abfällt, auf eine längere Strecke zugänglich gemacht wurde.

Am Ende des Gleises lagen fünf Zementschuppen und Ausladeplätze für die übrigen Baustoffe außer für Kies. Die Zementschuppen waren so groß gewählt, daß bei Vollbetrieb der Baustelle für die Prüfung der angelieferten Zementes in der Prüfanstalt des Kanalbauamtes in Glindenberg die 28-Tage-Prüfung abgewartet und außerdem noch Traß dort unter gebracht werden konnte. Östlich des durch das Gleis durchschnittener Sülzbaches wurde der Siebkies unmittelbar neben dem Anschlußgleis abgeladen. Daneben war der Lagerplatz für Kiessand in einer solcher Entfernung, daß ein Feldbahngleis von 60 cm Spurweite zwischen den beiden Lagerplätzen Platz hatte. Es war dadurch die Möglichkeit gegeben, die für die Betonherstellung benutzten Kippwagen durch die gleiche Arbeiterkolonne mit Siebkies und Naturkies ohne Umsetzen der Wagen zu beladen. Der Kiessand wurde vom Erdarbeitsunternehmer der östlich anschließenden Strecke auf einem Transportgleis von 90 cm Spurweite herangefahren. Das zur Beförderung der Zuschlagstoffe dienende Feldbahngleis von 60 cm Spurweite führte zunächst nach der Vormischanlage für Zement und Traß und von dort in einem Abstände von etwa 14 m an der Ostseite der Baugrube zu der an der ganzen Baugrube entlang fahrbaren Beton-Mischanlage.

Die Ablagerungsfläche für den auszuhebenden Boden lag südlich des Bauwerks in dem Raum zwischen der Reichsbahn, dem Lauf der verlegten Sülze und der Anschlußbahn. Der zur Wiederanfüllung vorgesehene geeignete Kiessand wurde auf der Ablagerungsfläche getrennt gelagert.

An der Südostseite des Bauwerks war die Pumpenstube für die Grundwasserabsenkung eingerichtet. Das geförderte Wasser wurde in einem Graben entlang der Reichsbahn nach der verlegten Sülze geleitet.

Zur Versorgung der Baustelle mit elektrischer Kraft war ein Umformer von 125 kVA aufgestellt, der durch das Überlandwerk Börde gespeist wurde. Im einzelnen wurde an Strom benötigt:

- für Grundwassersenkung 35 kW
- „ Betonmischmaschinen 30 „
- „ Trassia-Vormischer . 4 „
- „ Werkstätte 20 „

Vorbereitende Arbeiten. Mit den Arbeiten auf der Baustelle wurde bereits am 6. Februar 1928 begonnen, damit keine Schwierigkeiten eintraten, das ganze Bauwerk vor Eintritt der Frostperiode zu vollenden. Das Anschlußgleis war am 2. März hergestellt. Inzwischen waren die bis dahin noch im Betrieb befindlichen Reichsbahngleise in die Streckenverlegung eingeschwenkt, so daß auch der Oberbau und die Bettung an der Baustelle entfernt werden konnten. Außerdem wurden die neben der Reichsbahn liegende Druckwasserleitung und das Hochspannungskabel nach Herstellung der vorübergehenden Umleitungen entfernt. Der Aushub der Baugrube mittels Greifers konnte am 26. März beginnen, obwohl die Arbeiten wegen Frostes fast zwei Wochen ruhen mußten.

Grundwassersenkung. Bei Beginn der Arbeiten wurde der Grundwasserstand auf NN + 41,72 m festgestellt. Da die Bauwerksohle auf NN + 39,5 m lag, war ohne Schwierigkeiten mit einer Staffel ein genügend tiefer Grundwasserstand zu halten. Von Beginn der Arbeiten für die Klinkerflachschicht an wurde der Wasserstand aus Sicherheitsgründen auf etwa NN + 38 m gehalten, was sich als zweckmäßig erwiesen hat. Das Grundwasser wurde zu dieser Zeit also um etwa 3,7 m abgesenkt.

Vor Beginn der Erdarbeiten wurden die Brunnen gesetzt. Als der Erdaushub bis in die Nähe des Grundwassers gelangt war, wurden die Saugleitungen verlegt (Abb. 13). Diese Arbeitsweise bedingte zwar etwas mehr Bohrarbeit, hatte aber den Vorteil, daß die Erdarbeiten ohne Unterbrechung ausgeführt werden konnten. Leider gelang es nicht, den Unternehmer zu veranlassen, die Saugleitung auf die 1:1 geneigte Böschung zu legen, wo sie den etwaigen Beschädigungen beim Erdaushub und Betonieren besser entzogen war. Es geschah dann auch einmal, daß durch Unachtsamkeit beim Heben des Greifers die Saugleitung angeschlagen und beschädigt wurde, so daß durch Einströmen von Luft die Wassersäule abriß und eine längere Betriebsstörung eintrat.



Abb. 13. Bodenaushub und Verlegen der Saugleitungen.

Zur Förderung des Wassers waren drei Pumpen aufgestellt, von denen eine mit einem Saugstutzendurchmesser von 300 mm und 10 m³/min Leistung das Hauptpumpen-Aggregat darstellte. Sie wurde von einem Elektromotor von 60 PS durch Riemenübertragung angetrieben. Die beiden anderen als Reserve-Aggregat aufgestellten Pumpen hatten einen Durchmesser von 250 mm mit einer Leistung von je 7 m³/min. Sie wurden von einem gemeinsamen Vorgelege getrieben, auf das mittels Riemenantriebes entweder ein 60-PS-Elektromotor oder eine 60-PS-Lokomobile geschaltet werden konnte. Die beiden kleinen Pumpen konnten sowohl allein als auch gemeinsam laufen. Auf diese Weise war für die 300er Pumpe eine volle Pumpenreserve mit Elektromotor und bei Ausbleiben des elektrischen Stromes eine unverzüglich einzuschaltende unabhängige volle Kraftreserve vorhanden. Außerdem konnte bei geringem Wasserandrang eine kleinere Pumpe elektrisch in Betrieb gehalten werden. Endlich war die Anordnung so getroffen, daß die Lokomobile mit einer zweiten Riemenscheibe die große Pumpe antreiben konnte.

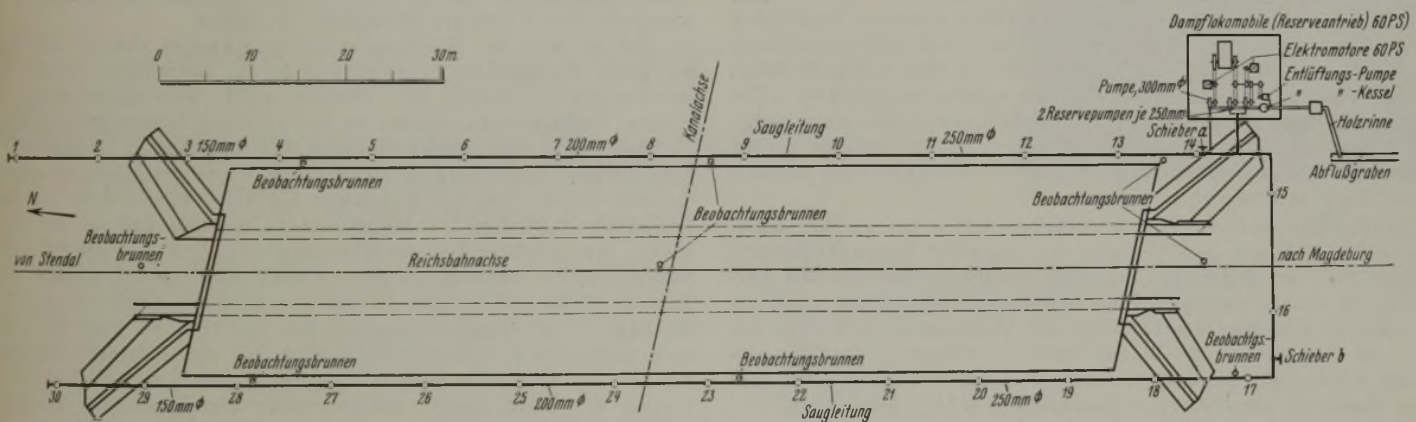


Abb. 14. Grundwasser-Absenkungsanlage.

An jeder Längsseite des Bauwerks (Abb. 14) lag eine Saugleitung mit der Achse auf NN + 42,2 m, an die im Abstände von je 10 m 15 Brunnen, also insgesamt 30 Brunnen, angeschlossen waren. Die Erfahrung beim Betrieb der Grundwassersenkung hat gelehrt, daß unter den gegebenen Verhältnissen, insbesondere bei dem trockenen Sommer, der Brunnenabstand auf etwa 12 m hätte vergrößert werden können.

Die Filterrohre mit einem Durchmesser von 200 mm waren 10 m lang und standen auf dem wasserundurchlässigen Geschiebemergel. Die untersten 5 m waren mit Tressengewebe versehen. Die Saugrohre hatten 90 mm Durchm. und waren 9 m lang. Sie reichten also bis 1 m über die Unterkante der Filterrohre, wodurch ein Ansaugen von Luft mit Sicherheit verhindert wurde. Fußventile hatte der Unternehmer nicht vorgesehen. Dieser Mangel hat sich aber im Betriebe als nachteilig erwiesen. Jeder Brunnen konnte durch einen Schieber von der Saugleitung abgeschaltet werden.

Die beiden Saugleitungen hatten eine Steigung nach der Pumpe von 1:400, die Durchmesser wuchsen von den Enden zu der Pumpe von 150 mm auf 300 mm. Um die Möglichkeit zu haben, bei Beschädigung Teile der Saugleitung außer Betrieb zu setzen, waren an den Stellen a und b (Abb. 14) Schieber angeordnet. Eine Verbindung der beiden freien Enden war nicht vorgesehen, da es möglich war, im Notfall mit einer Saugleitung den Wasserstand einige Zeit in auskömmlicher Tiefe halten zu können.

Der Anschluß der Pumpen an die Saugleitung war so, daß jede von ihnen auf die beiden Stränge der Saugleitung oder auch nur auf einen Strang wirken konnte. Man hatte also die Möglichkeit, auf die beiden Stränge der Saugleitung zusammen eine bis drei Pumpen wirken zu lassen, was im Notfall hätte von Nutzen sein können.

Der Antrieb der Pumpen geschah in der Regel durch Elektromotor. Die Lokomobile wurde beständig unter Betriebsdruck gehalten. Sie war stets durch Riemen mit dem Vorgelege verbunden, so daß sie beim Ausbleiben des elektrischen Stromes in kurzer Zeit eingreifen konnte. Zum Ansaugen und zum Entfernen der Luft war eine elektrisch angetriebene Luftpumpe und ein Dampfstrahlejektor vorhanden.

Vor Einbau der Anlage wurde durch Probepumpen festgestellt, ob die geplante Anordnung ausreichen würde. Zu diesem Zwecke wurden vier Brunnen einer Saugleitung in einem Abstände von 10 m an die 300er Pumpe angeschlossen. In Richtung dieser Brunnen wurden in gleichem Abstände von 10 m drei Beobachtungsrohre geschlagen. Weitere Beobachtungsbrunnen befanden sich im Zuge der anderen Saugleitung, und zwar gegenüber den an die Pumpe angeschlossen Brunnen. In dreitägigem Betriebe wurden den drei Brunnen je etwa 30 l/sek entnommen. Am Ende des dritten Tages konnte angenommen werden, daß der Beharrungszustand nahezu erreicht war. In den in Richtung der abgepumpten Brunnen befindlichen ersten beiden Beobachtungsrohren stand das Wasser 0,5 m bzw. 0,1 m unter der Bauwerksohle, in den beiden

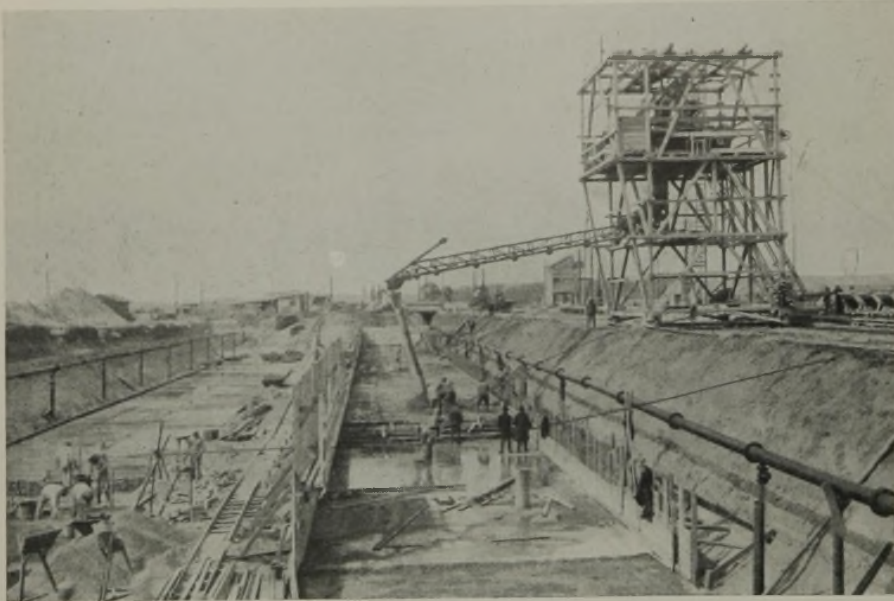


Abb. 15. Herstellen der Schutzschicht unter dem Bauwerk und Turmgerüst für die Betonfabrik.

weiteren 0,2 m bzw. 0,5 m darüber. In den gegenüberliegenden etwa 24 m entfernten Rohren hatte sich der Wasserstand etwas über Bauwerksohle eingestellt.

Nachdem die ganze Anlage in Betrieb genommen und der Beharrungszustand erreicht war, ergab sich eine Durchschnitts-Fördermenge von 6,5 m³/min oder für jeden Brunnen von 3,6 l/sek. Der Stromverbrauch betrug dabei etwa 31 kW bei einer manometrischen Förderhöhe von 8,5 m.

Die Grundwassersenkungsanlage war 77 Tage im Betrieb und hat nach einigen anfänglichen Störungen einwandfrei gearbeitet. Das Fehlen der Rückschlagklappen an den Brunnen hat sich allerdings als ein Mangel herausgestellt. Es kam nämlich einige Male vor, daß der elektrische Strom infolge von Störungen im Netz plötzlich ausblieb. Dann mußte der Schieber hinter der Pumpe geschlossen werden, damit die Saugleitung nicht leer lief, weil bis zum Eingreifen der Lokomobile doch immer etwas Zeit verging. Das Schließen des Schiebers dauerte aber häufig so lange, daß alles Wasser aus den Leitungen und den Saugrohren zurücklief. Das Ansaugen des Wassers mit dem Dampfstrahlejektor nahm dann einige Zeit in Anspruch. Es ist allerdings nicht vorgekommen, daß das Wasser bis nahe an die Bauwerksohle stieg, weil das Grundwasser stets reichlich tief unter Bauwerksohle gehalten wurde.

Gründungsarbeiten. Die Erdarbeiten waren am 2. Mai soweit fortgeschritten, daß mit dem Verlegen der doppelten Klinkerflachschicht unter dem östlichen Widerlager begonnen werden konnte. Da die Vermauerung mit sulfatbeständigem Tonerdezementmörtel geschah, lagen die zu vermauernden Klinker bis kurz vor der Verwendung in Kübeln mit Wasser, um dem Mörtel das Wasser nicht zu entziehen (Abb. 15). Es wurde ein Klinker aus der Lausitz verwendet, der sich durch einen sehr geringen Gehalt an säurelöslichen Bestandteilen (0,5%) auszeichnete.

Die Herstellung der 7 cm starken Tonerdezementschicht mit Streckmetalleinlage geschah in der Weise, daß zunächst eine Schicht von 4 cm Stärke auf einer Länge von zwei Bahnen Streckmetall eingebracht, das Streckmetall eingedrückt und sofort die obere Schicht bis zur vollen Stärke von 7 cm hergestellt und abgezogen wurde. Dieser Arbeitsvorgang dauerte nicht länger als 1/2 Stunde, er war also beendet, bevor das Abbinden begann.

Bei der Verarbeitung des Tonerdezementes wurden einige Erfahrungen gemacht, die beachtenswert sind. Der Mörtel für die Klinkerflachschicht

wurde ziemlich schlank angemacht; trotzdem wurde er während der Verarbeitung sehr bald so steif, daß er sich nicht mehr verarbeiten ließ. Ihn durch eine erneute Wasserzugabe verwendungsfähig zu machen, verbot sich, da dadurch die Güte gelitten haben würde. Durch nochmaliges starkes Durcharbeiten konnte er aber wieder genügend schlank gemacht werden. Die Schicht aus Tonerdezementbeton ließ sich nicht ganz ohne feine Haarrisse herstellen, obwohl der Beton sehr ausgiebig begossen, ja teilweise sogar mit einer Wasserschicht bedeckt wurde. Da angenommen wurde, daß sich durch Änderung des Wasserzusatzes die Rissebildung vermeiden ließ, wurde zunächst mehr, dann weniger Wasser zugesetzt; beides war jedoch ohne Erfolg. Es muß angenommen werden, daß die Ursache in der hohen Abbindewärme lag in Verbindung mit der sehr heißen Witterung, bei der diese Arbeiten ausgeführt werden mußten. Es zeigte sich nämlich, daß die Teile der Betonschicht, die in den kühleren Morgen- bzw. Abendstunden hergestellt und, sobald angängig, unter Wasser gesetzt wurden, ohne Risse blieben.

Der Uebergang der Dichtung von der Tonerdezementschicht auf die doppelte Asphaltppaplage wurde so hergestellt, daß die Tonerdezementschicht 15 cm über die Kanten der Widerlager hinaus ausgeführt wurde (Abb. 9); am Ende wurde gleichzeitig ein 8 cm hoher, 4 cm starker senkrechter Schenkel aus Tonerdezementbeton, der mit 1/2-Stein starker Klinkerverblendung versehen war, hergestellt. Dann wurden die Pappen an dem Widerlager angeklebt, über den senkrechten Schenkeln ein Klinker flach vermauert und der entstandene Hohlraum mit mexikanischem Bitumen ausgegossen. Dieses Bitumen enthielt einen Zusatz von 10% Asbestfasern; der Schmelzpunkt — nach Krämer—Sarnow — der fertigen Masse war 46°.

Betonarbeiten. Die Erdarbeiten, die doppelte Klinkerflachschicht und die Betonschicht aus Tonerdezement mit Streckmetalleinlage waren am 18. Mai soweit hergestellt, daß mit den Betonarbeiten begonnen werden konnte. Zur Herstellung des Betons wurde Portlandzement, Traß aus dem Nettetal, Naturkies aus der Entnahmestelle Barleben für den hohen Kanaldamm und gesiebter Grubenkies aus Schönebeck in der Korngröße von 7 mm bis Faustgröße verwendet.

Bei der Wahl der Mischungsverhältnisse kam es nicht so sehr darauf an, große Festigkeiten zu erreichen, da der Beton keine hohen Beanspruchungen auszuhalten hat, vielmehr wurde Wert darauf gelegt, eine gewisse Dichtigkeit zu erzielen als Schutz gegen betonfeindliches Wasser.

Auf Grund eingehender Versuche in der Prüfanstalt für Baustoffe des Kanalbauamts Magdeburg in Glindenberg wurde als Mischungsverhältnis für den unteren Teil der Widerlager bis NN + 46 m und für die Flügel 1 Zement : 0,25 Traß : 4 Naturkies : 3,4 Siebkies und für den oberen stärker beanspruchten Teil der Widerlager 1 : 0,25 : 3 : 3,25 gewählt. Durch Siebproben, die während des Baues fortlaufend ausgeführt wurden, erhielt man im Mittel die in Abb. 16 mit a bezeichnete Kurve für den Sand. Sie liegt im allgemeinen zwischen den von Graf als beste (b) und als noch zulässig (c) bezeichneten Kurven für die Kornzusammensetzung. Nur war die Korngröße unter 0,24 mm nicht ausreichend vorhanden. Der Verlauf der Kurve zeigt, daß gegenüber dem günstigsten Verlauf ein erhöhter Zusatz an Zement und Traß erforderlich war. Da aber ein besserer Sand wesentlich höhere Kosten erforderte, war der höhere Zementzusatz wirtschaftlich gerechtfertigt. Die Siebkurven für den verwendeten Mörtel (Kurven a der Abb. 17 und 18) lagen auch zwischen den von Graf für die günstigste (b) und noch zulässige (c) Zusammensetzung angegebenen Kurven.

Zement und Traß wurden zunächst vorgemischt, und zwar in der vom deutschen Traßbund konstruierten Vormischanlage Trassia. Das Gemisch wurde nach Gewicht zugesetzt, da man beim Abmessen nach Raumteilen nicht die Gewähr hat, daß immer die gleiche Menge an Zement und Traß verwendet wird. Der Beton wurde als plastischer Beton eingebracht, der Wasserzusatz einschließl. Porenwasser betrug dabei in Gewichtsteilen etwa 8,5%. Je nach dem Gehalt an Porenwasser, der stark wechselte, wurde die Wasserzugabe durch Einstellung von Schwimmern in den Wasserkasten der Mischmaschinen geregelt.

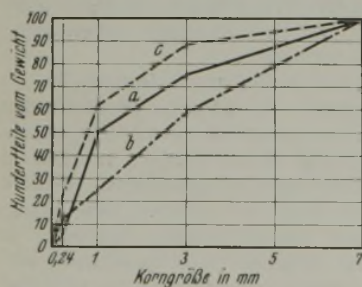


Abb. 16. Kornzusammensetzung des Sandes.

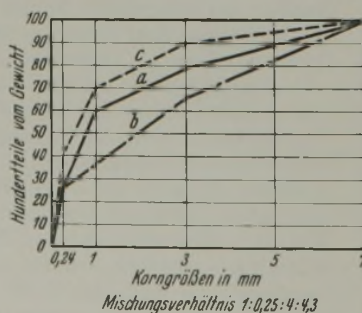


Abb. 17. Kornzusammensetzung des Mörtels.

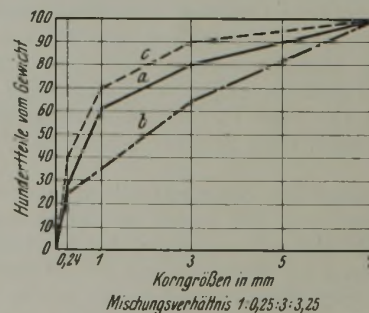


Abb. 18. Kornzusammensetzung des Mörtels.

Der frische Beton ließ sich noch eben mit Stampfern bearbeiten, war jedoch so weich, daß die Leute bis über die Knöchel einsanken. Das Stampfen hatte daher weniger den Zweck, den Beton zu verdichten, als ihn zu bewegen, damit die Luftblasen entweichen konnten. Die laufend ausgeführten Bauwerkproben ergaben für den Beton im Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 4 : 4,3 eine mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 120 kg/cm² und für das Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 3 : 3,35 eine solche von 160 kg/cm². Zwei von dem Bauwerk abgestemmt

Würfel in der mageren Mischung zeigten eine Druckfestigkeit von 155 kg/cm².

Obwohl der untere Teil der Widerlager bis NN + 42,5 m ohne Fugen hergestellt wurde, haben sich keine Risse gezeigt. Dagegen wurden an dem oberen schwächeren Teil der Widerlager an fast jedem Sickerrohr senkrecht verlaufende Haarrisse festgestellt. Die durch Wärmeänderung hervorgerufenen Spannungen kamen also an den durch die Sickerrohre nur gering geschwächten Stellen zur Auswirkung. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen.

Von Prof. Richard Petersen, Danzig.
(Schluß aus Heft 31.)

Abb. 22 zeigt die Kräftepläne für die drei wichtigsten Laststellungen bei einem Fahrzeuggewicht von 20 t. Die Summe der Seilkräfte $S_l + S_r$ in Stellung I ist maßgebend für die Summe der Spannungswerte.

die Biegungsspannung der Seile

$$\sigma_b \approx 1,26 \text{ t/cm}^2,$$

die Gesamtbeanspruchung

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_b \approx 4,43 \text{ t/cm}^2.$$

Man sieht aus diesen Zahlen, daß man im Bedarfsfalle das Fahrzeuggewicht und damit die Leistungsfähigkeit noch beträchtlich höher nehmen kann.

Der Vorzug dieser Anordnung vor einer Schiffsfähre ist

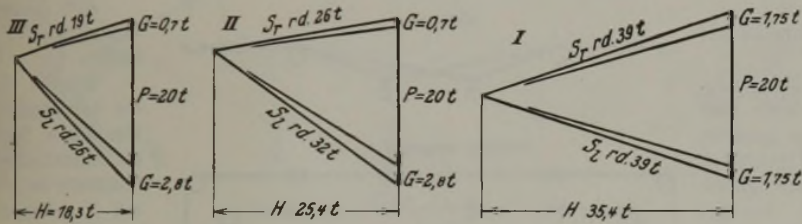
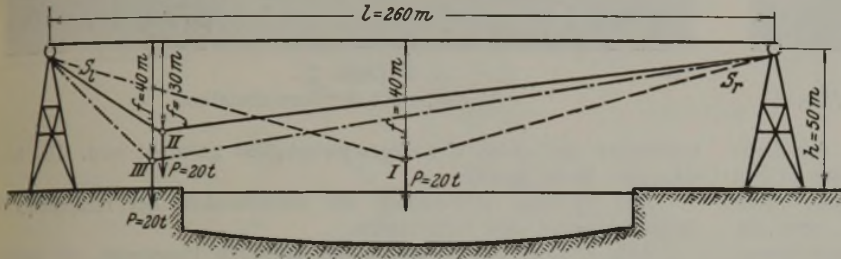


Abb. 22. Kräftepläne zum Hafencilift.

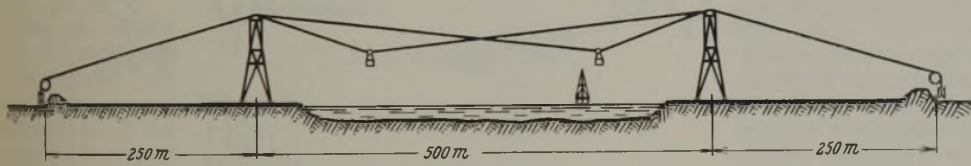


Abb. 23. Schwebelift über einer Strommündung.

Der Unterschied der Seilkräfte $S_l - S_r$ in Stellung III ist maßgebend für die Umfangskraft der Seiltrommel. Bei 20 t Fahrzeuggewicht ist die größte Seilkraft der drei Seile rd. 39 t. Dafür genügen drei Seile von je 35 mm Durchm. aus $6 \cdot 18 = 108$ Drähten von 2,2 mm Dicke und 4,1 cm² Querschnitt.

Die Seilscheiben erhalten 3,5 m Durchm. Dabei wird die Zugspannung der Seile

$$\sigma_z \approx 3,17 \text{ t/cm}^2,$$

die geringere Störung der Schifffahrt, die Unabhängigkeit von Hochwasser und Eis, die schnellere Überfahrt.

Die Anlagekosten betragen etwa 300 000 R.-M.

Ein Beispiel für einen zweigleisigen Schwebelift zur Überbrückung einer Strommündung zeigt Abb. 23.

Die Verhältnisse entsprechen der Weichselmündung.

Die Durchrechnung ergab folgende Werte:

Spannweite der Mittelöffnung . . .	500 m
Durchhang in der Mittelöffnung . . .	60 "
für die Masten freizuhaltende Höhe . . .	25 "
Höhe für den Fahrkorb	15 "
Turmhöhe	100 "

Eigengewicht des Fahrkorbes	15 t
Nutzlast 1 Eisenbahnwagen oder rd. 300 Personen . . .	25 t
Gesamtgewicht des Fahrkorbes	40 t

Fahrtgeschwindigkeit 5 m. sek.

Dabei werden erforderlich 4 Seile von $6 \cdot 18 = 108$ Drähten von 3 mm Dicke und 18 t Bruchfestigkeit, 47 mm Seildicke und 7,6 cm² Querschnitt.

Durchmesser der Seilscheiben 4,50 m
Spanngewicht für 4 Seile . . . 90 t.

Die Anlagekosten sind geschätzt auf etwa 2 Mill. R.-M. gegenüber rd. 20 Mill. R.-M., die eine hochliegende feste Straßenbrücke erfordern würde.

Eine Nutzlast von 30 t dürfte etwa die obere Grenze bilden, bei der eine solche Anlage noch zweckmäßig wäre.

Die Aufgabe, Eisenbahnwagen überzusetzen, dürfte verhältnismäßig selten vorkommen. Für Lastautos von 9 bis 12 t Gewicht oder 120 bis 160 Fahrgäste wird die Anlage wesentlich leichter und billiger.

Das Modell dieser Anlage zeigt als Neuerung das Überfahren der Zwischenstützen (Abb. 24 u. 25).

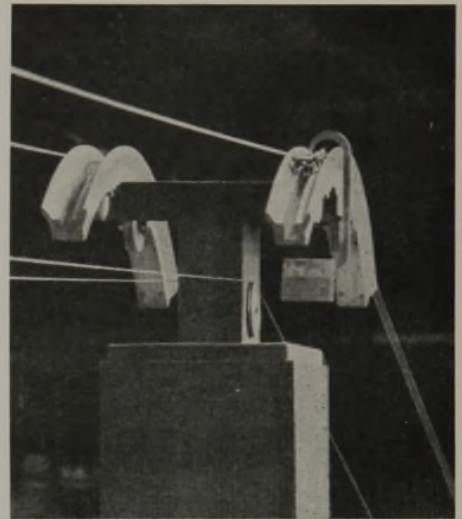


Abb. 25.

Fahrzeug über einer Zwischenstütze.

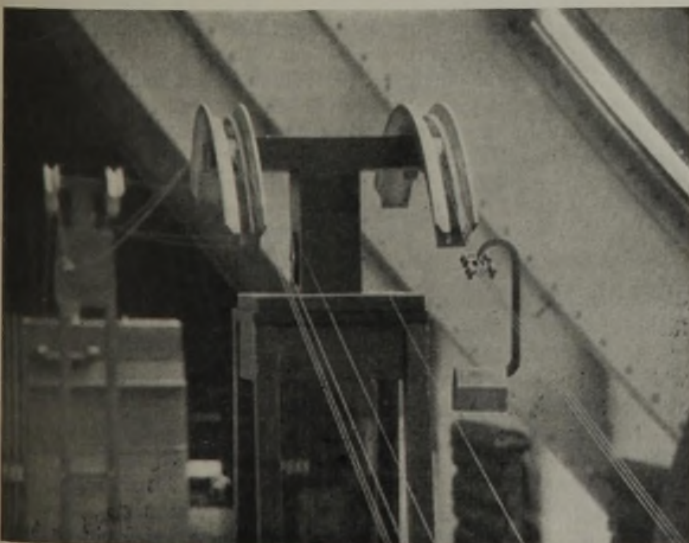


Abb. 24. Modell zu Abb. 23. Fahrzeug vor einer Zwischenstütze.

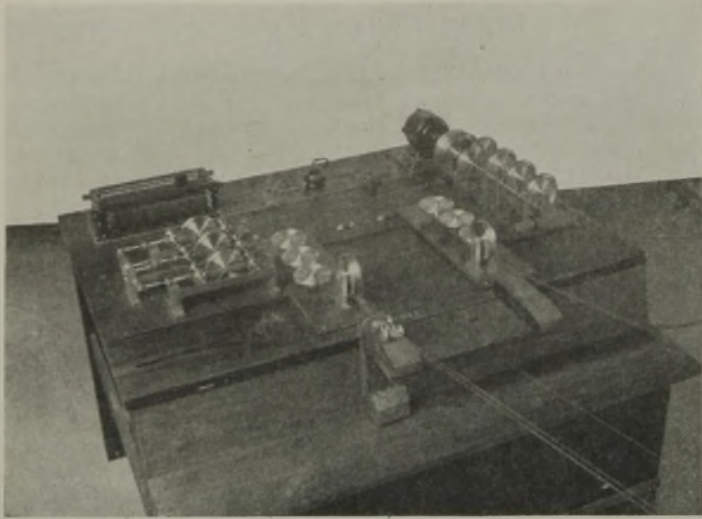


Abb. 26.

Antriebsstation eines zweigleisigen dreiseiligen Modells zu Abb. 23.

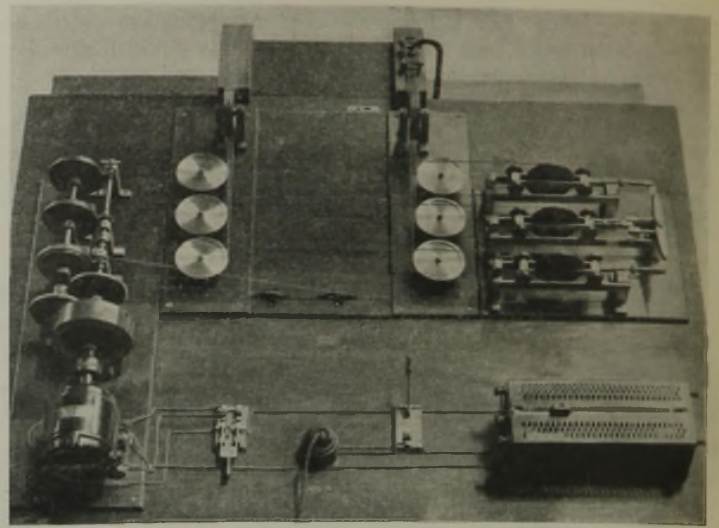


Abb. 27.

Aufsicht auf die Antriebsstation.

Auf den Stützen sind Seilscheiben gelagert. Damit nun der Steifrahmen mit dem Seilgelenk nicht auf die Seilscheiben aufstößt, ist der Steifrahmen mit Rädern versehen, die über den Stützen auf einer festen gekrümmten Auflaufbahn auflaufen und den Steifrahmen über die Seilscheiben hinwegführen. Das Fahrzeug hängt an einem langen Haken, weil zwischen Steifrahmen und Fahrzeug Platz für die Seilscheiben bleiben muß.

Auch an den Endhaltestellen laufen die Räder des Steifrahmens auf eine feste Auflaufbahn auf (Abb. 26 u. 27).

Ferner zeigt der Kraftausgleich zwischen den Seilen eine Neuerung. Die Seile laufen von Fahrzeug zu Fahrzeug. Auf der einen Seite sind dabei die Seile einzeln über Spannscheiben mit Spanngewichten geführt, auf der anderen Seite aber über Spannscheiben, die durch ein Hebelwerk so miteinander verbunden werden, daß die Belastung der Seile gleich groß ist. Abb. 26 u. 27 zeigen die Antriebsstation des Modells. Auf der einen Seite sieht man das Hebelwerk zum Kraftausgleich der Seile, auf der anderen Seite die Treibscheiben. Die Seile sind um 90° geschwenkt und hintereinander gestaffelt. Diese Art der Seilführung erlaubt, den Abstand zwischen den beiden Bahnen der Fahrzeuge beliebig groß zu machen. Im Modell werden die Treibscheiben von einer gemeinsamen Welle angetrieben. Das Modell zeigt deutlich (Abb. 24, linke Seite), daß die von den einzelnen Scheiben geförderten Seillängen verschieden groß sind. Infolgedessen erhalten die Seile verschiedene Spannung. In Wirklichkeit müssen die Scheiben einzeln angetrieben werden, um die Ungleichheit der Scheibendurchmesser durch ungleiche Drehzahl der Motoren auszugleichen.

Bei diesem Modell ist ferner die Schwingungsdämpfung bemerkenswert.

Drei Massen sind vorhanden, die gegeneinander Schwingungen machen können: die beiden Massen der Fahrzeuge und die Masse der Spanngewichte. Durch Resonanz können die Schwingungen eine unzulässige Größe erreichen. Auch wenn die Spanngewichte festgehalten wurden, zeigten sich Schwingungen der beiden Fahrzeuge gegeneinander.

Wenn bei der Schwingung ein Fahrzeug sinkt, das andere steigt, muß über die Seilscheiben an der Endstation der Unterschied an Seillänge ausgeglichen werden. Auf der Antriebseite werden nun die Treibscheiben vom Motor gleichmäßig gedreht. Einer Änderung der Drehgeschwindigkeit setzt der Motor genügenden Widerstand entgegen.

Anders ist es auf der Spanngewichtseite. Wenn die Fahrzeuge gegeneinander schwingen, findet der Ausgleich der Seillänge an den Spanngewichtsscheiben statt. Über ihre gleichmäßige Drehgeschwindigkeit überlagert sich eine Drehpendelung in der Weise, daß die Spanngewichtsscheiben ihre Drehgeschwindigkeit periodisch ändern.

Die Dämpfung der Schwingungen der Fahrzeuge gegeneinander gelang dadurch, daß den Spanngewichtsscheiben eine gleichmäßige Umlaufgeschwindigkeit aufgezwungen wurde. Zu diesem Zweck wurde ein besonderes endloses dünnes Hilfsseil, das mit den Fahrzeugen nicht verbunden ist, in der Antriebsstation über eine Scheibe geführt, die mit dem Antrieb gekuppelt werden kann, in der Spanngewichtstation über eine Scheibe, die mit der mittleren Spannscheibe gekuppelt werden kann. Die beiden mittleren Seilstränge in Abb. 24 bis 27 gehören zum Hilfsseil.

Wenn nun die Spannscheibe eine Drehschwingung macht, so erhält in dem Hilfsseil der eine Strang eine größere, der andere eine kleinere Spannkraft. Der Widerstand des Hilfsseiles gleich dem Unterschied dieser Spannkraften bremsst die beginnende Schwingung der Fahrzeuge sofort ab.

Eine Schwierigkeit lag nun darin, daß die Spannscheibe mit dem Spanngewicht frei hin und her spielen muß, ohne daß die Spannung des

Hilfsseiles und seine Umlaufgeschwindigkeit geändert wird. Das ist in folgender Weise gelöst.

Abb. 28 zeigt schematisch die Seitenansicht der Hauptseile, die Zwischenstützen sind fortgelassen.

Abb. 29 zeigt den Grundriß des mittleren Hauptseils, die anderen Hauptseile sind weggelassen.

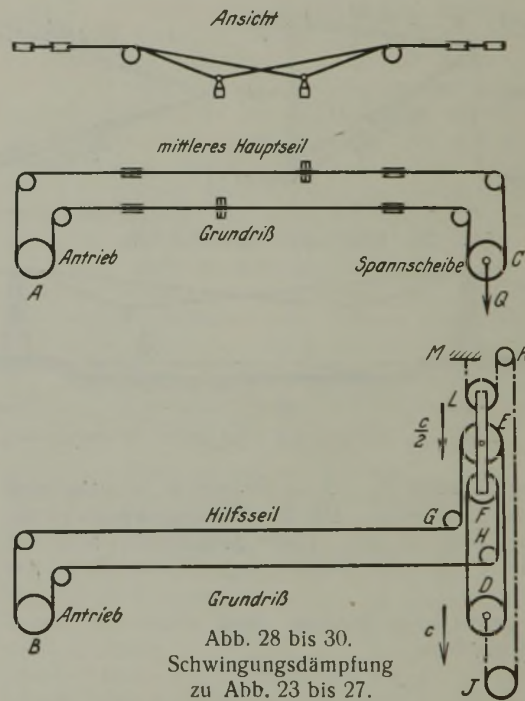


Abb. 28 bis 30. Schwingungsdämpfung zu Abb. 23 bis 27.

Abb. 30 zeigt den Grundriß des Hilfsseils.

Scheibe A stellt die Antriebscheibe des Hauptseils, Scheibe B die Antriebscheibe des Hilfsseils dar. B kann mit A gekuppelt werden.

C ist die Spannscheibe des mittleren Hauptseils, die durch das Spanngewicht Q belastet ist, D ist die mit C zu kuppelnde Scheibe des Hilfsseils.

Zwischen B und D ist das Hilfsseil über einen doppelten Flaschenzug mit den Scheiben E und F geführt, die Umlenkscheiben G und H dienen nur zur Richtungsänderung. Die scheinbare Seilkreuzung bei H besteht in Wirklichkeit nicht. In der

Zeichnung ist alles in eine Ebene geklappt. In Wirklichkeit liegen die Scheiben D, E, F in einer um 90° gedrehten Ebene.

Die Umlaufgeschwindigkeit des Hilfsseils und seine Spannkraft sollen sich nicht ändern, wenn Scheibe D hin und her spielt. Man erkennt, daß das der Fall ist, wenn der doppelte Flaschenzug E, F mit der halben Geschwindigkeit der Bewegung der Scheibe D folgt. Das wird erzwungen dadurch, das von D ein Seil über die festen Scheiben I, K und die bewegliche Scheibe L zur Spannvorrichtung M geführt ist. Die Scheiben E, F, L sind miteinander gekuppelt. Wenn sich nun die Scheibe D mit der Geschwindigkeit c nach einer Seite bewegt, so folgt Scheibe L und damit der Flaschenzug E, F mit der Geschwindigkeit $\frac{c}{2}$ in der gleichen Richtung.

Diese Einrichtung hat sich ausgezeichnet bewährt, ihr Bewegungswiderstand genügt nebenbei, um eine besondere Schwingungsdämpfung an den Spanngewichten entbehrlich zu machen.

Bei den bisherigen Personenluftseilbahnen haben die Aufsichtsbehörden immer eine Hilfseinrichtung gefordert, die ermöglichen soll, die Fahrzeuge zu bergen, wenn aus irgend einem Grunde das Fahrzeug unterwegs hängen bleibt und nicht weiter bewegt werden kann.

Für diesen Fall ist in der Regel vorgesehen, daß ein kleiner Hilfswagen, der nur einige Personen faßt, auf das Tragseil gesetzt und durch

Abb. 31 u. 32.
Entwurf eines Schwebeliftes auf die Zugspitze.

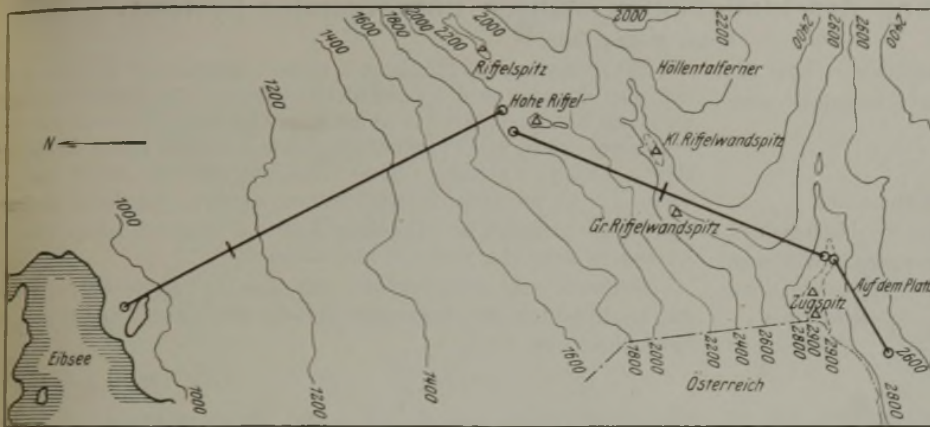
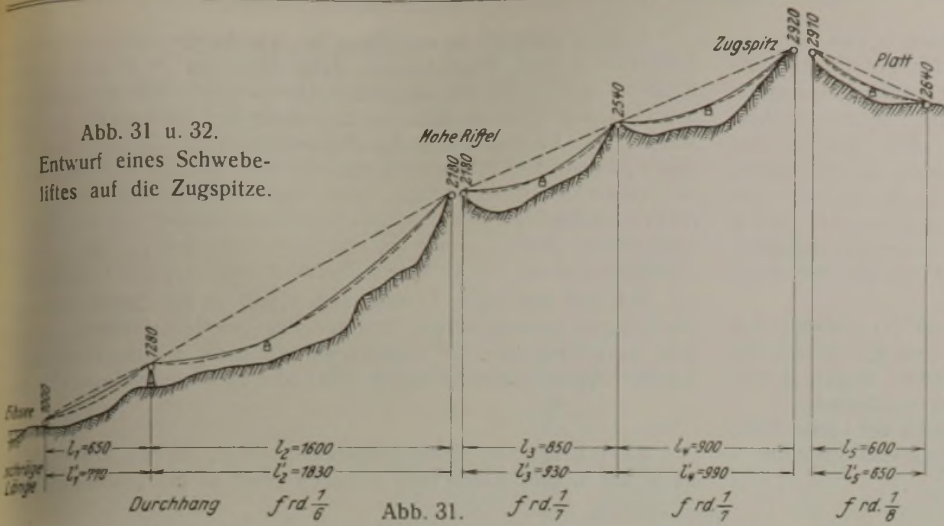


Abb. 32.

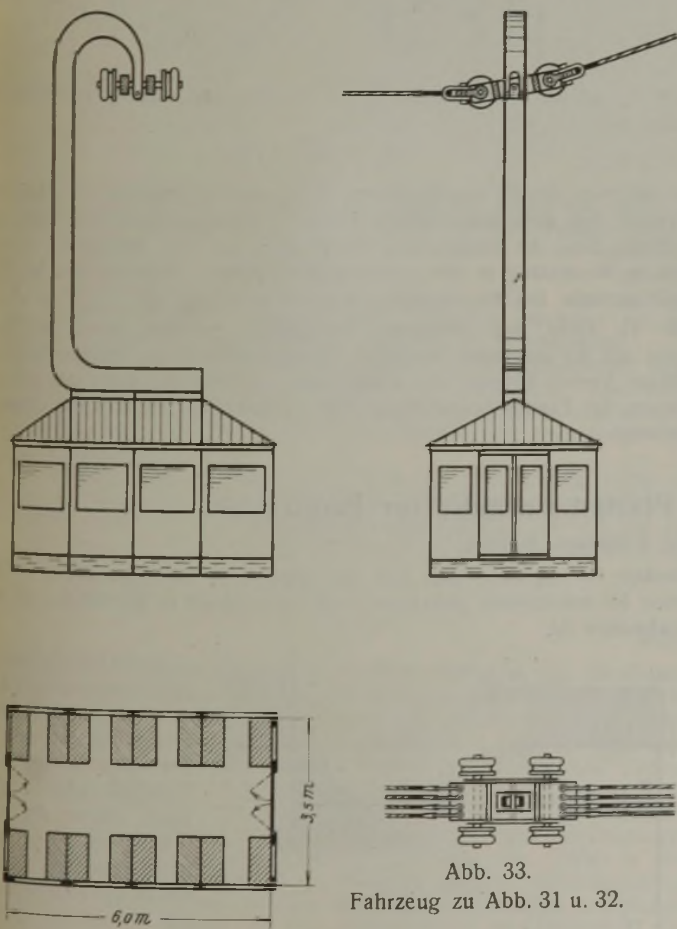


Abb. 33.
Fahrzeug zu Abb. 31 u. 32.

Die in Abb. 23 bis 30 dargestellte Anordnung gilt ohne weiteres auch für eine zweigleisige Bergbahn, nur der Höhenunterschied zwischen den Stützpunkten ändert sich.

Abb. 31 zeigt z. B. den Längenschnitt, Abb. 32 den Lageplan eines Entwurfes für einen Schwebelift Eibsee—Zugspitze. Der Entwurf wurde leider zu der vom Bayerischen Handelsministerium gestellten Frist nicht mehr fertig und deshalb bei der Entscheidung über die bayerische Zugspitzbahn nicht mehr berücksichtigt.

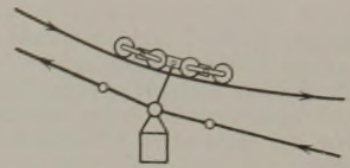


Abb. 34. Einseiliger Bergaufzug.

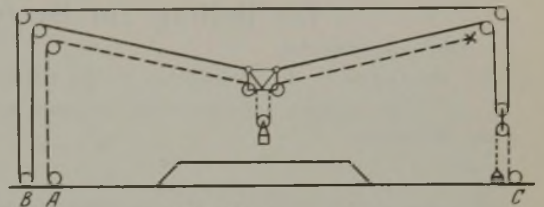


Abb. 35. Kabelkran.

Der untere Abschnitt führte vom Eibsee in zwei Spannweiten von 710 und 1830 m zur Hohen Riffl. Der obere Abschnitt führte von der Hohen Riffl mit zwei Spannweiten von 930 und 990 m über eine Zwischenstütze auf der Scharte zwischen Großer und Kleiner Rifflwandspitze zum Zugspitzgipfel.

Ein dritter Abschnitt mit 650 m Spannweite führte vom Gipfel zum Platt.

Die Fahrzeuge (Abb. 33) faßten 80 Fahrgäste und wogen besetzt 12 t.

Die größte Spannweite von 1830 m erforderte bei $f/l \approx \frac{1}{6}$ 4 Seile von je 38 mm Durchm. und je 6,1 cm² Querschnitt. Der Seilscheibendurchmesser wurde 4,0 m. 12-Minuten-Betrieb ergab eine Leistungsfähigkeit von 400 Personen h in jeder Richtung.

Die Anlagekosten waren in Anbetracht der schwierigen Bauausführung auf rd. 6 Mill. R.-M. geschätzt.

Aus den weiteren Versuchen ist noch zu erwähnen die in Abb. 34 dargestellte Anordnung, bei der nur ein Seil benutzt ist, die aber auch mehrseilig ausgeführt werden kann. Im unteren Strang sind die Enden des Seiles gelenkig mit dem Fahrzeug verbunden, auf dem oberen Strang, der sich in entgegengesetzter Richtung bewegt, läuft ein Radgestell, das mit dem Gelenk des unteren Stranges verbunden ist. Die Anordnung stellt eine Verbindung der alten und neuen Bauweise dar und trägt im Vergleich mit der alten Bauweise die doppelte Last. Hier ist natürlich nur ein geringer Durchhang wie bei den bisherigen Luftseilbahnen zulässig. Die Anordnung bietet aber ein billiges Fördermittel, namentlich um Holz im Gebirge talwärts zu fördern.

Abb. 35 zeigt einen Kabelkran, der für Baustellen und Lagerplätze in Betracht kommt. Die Last wird gehoben durch den Antrieb A und seitlich verfahren durch den Antrieb B, der Antrieb C dient zur Regelung der Seillänge. Bei der Fahrt läuft der Flaschenzug der Last über das festliegende HebeSeil.

Der Vorteil gegenüber der bisherigen Bauweise liegt in der Zulässigkeit größerer Nutzlast.

Der Mangel an Raum verbietet es, an dieser Stelle auf die Versuche im einzelnen und verschiedene andere Ausführungsformen einzugehen.

In der Technischen Hochschule Danzig stehen mehrere betriebsfähige Modelle, die ein Urteil über die Vorzüge und Nachteile der einzelnen Anordnungen erlauben und gern gezeigt werden.

Die neue Bauweise des Schwebeliftes geht aus von der ältesten Form der Luftseilbahn, der Einseilbahn oder sogenannten englischen Bauweise, bei der ein umlaufendes endloses Seil über Tragrollen geführt ist, die auf Stützen gelagert sind.

Auf das umlaufende Seil werden die Fahrzeuge ohne Räder mit einem Bügel aufgeklemmt. Für geringe Leistungen ist diese Bauweise auch heute noch mannigfach im Gebrauch. Natürlich sind nur geringe Lasten möglich, und die Seile haben keine allzu große Lebensdauer.

ein besonderes Hilfsseil mit besonderem Antrieb zum Fahrzeug gefahren werden kann. Dieses Hilfsseil liegt bei den bisherigen Luftseilbahnen in der Regel still. Beim Schwebelift läuft es dauernd mit und verhindert das Auftreten von Schwingungen der Fahrzeuge.

Der Grundgedanke beim Schwebelift war, die Biegungsspannung an der Laststelle zu beseitigen dadurch, daß diese als richtiges Gelenk ausgeführt wurde. Dadurch wurde großer Durchhang und infolgedessen große Nutzlast möglich. Das Überfahren der Stützen erforderte sodann die Ausbildung einer besonderen Laufbahn auf der Stütze, über die das mit Rädern versehene Seilgelenk hinwegfährt. Ferner wurde die mehrseilige Anordnung entwickelt, die besondere Vorrichtungen für den Längen- und Kräfteausgleich der Seile erforderte (Steifrahmen, Spangengewichte, Hebelwerk). Endlich gelang noch die Dämpfung der Massenschwingungen. Das Ergebnis ist, daß der Schwebelift im Vergleich mit der bisherigen Luftseilbahn etwa die 10fachen Lasten kann.

Dieser Vorteil läßt sich aber nur ausnutzen, wenn das Gelände den notwendigen großen Durchhang erlaubt. Das ist im Gebirge vielfach der Fall; in der Ebene lohnt es sich in besonderen Fällen, diesen großen Durchhang durch Aufstellung hoher Türme künstlich zu schaffen.

Im Vergleich mit den bisher entwickelten Bauweisen der Luftseilbahn erfordert der mehrseilige Schwebelift eine umfangreichere maschinelle Ausrüstung.

Er wird also, wo er am Platze ist, die Anlagekosten der bisherigen Luftseilbahn nicht unterschreiten, dafür aber wird er größere Leistungsfähigkeit haben. Bei den ausgeführten Luftseilbahnen ist der Längenschwung des Geländes meistens nicht so, daß er für den Schwebelift zweckmäßig wäre. Die Linienführung des Schwebeliftes im Gelände hat andere Bedingungen. Der Schwebelift wird also die bisherige Bauweise der Luftseilbahnen keinesfalls ersetzen, sondern vielmehr den Luftseilanlagen neue Anwendungsgebiete eröffnen. Der Schwebelift ist aber, wie die sogenannte Einseilbahn, genau genommen, überhaupt keine Bahn, sondern eine Fördereinrichtung, die ähnlichen Zwecken dient wie die Luftseilbahn.

Mit den bisherigen Luftseilbahnen teilt er die Eigenschaft, daß ein billiges, leistungsfähiges und zuverlässiges Verkehrsmittel ermöglicht und zwar besonders in schwierigem Gelände, wo die Bauweisen Schienenbahnen unerschwinglich teuer oder überhaupt unausführbar wären.

Berichtigung. In der „Bautechnik“ 1929, Heft 31, S. 479 I. Sp. m. es in der 4. Zeile unter Tafel 2 heißen „der“ anstatt „abnehmender“.

Ein Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. Ernst Melan, Wien.

Die Ordinaten der Einflußlinie für die statisch unbestimmte Größe X_p eines r -fach statisch unbestimmten Systemes können bekanntlich durch die Beziehung

$$(1) \quad \eta_p = - \frac{\delta_{m p r-1}}{\delta_{p p r-1}}$$

gefunden werden, wobei $\delta_{m p r-1}$ die Ordinaten der Biegelinie und $\delta_{p p r-1}$ die Verschiebung des Angriffspunktes von X_p , beide am $r-1$ fach statisch unbestimmten System durch den Angriff $X_p=1$ bedeuten. Will man sich die Division ersparen, so braucht man statt mit $X_p=1$ nur mit einem solchen Wert von X_p zu belasten, daß $\delta_{p p r-1}=1$ wird, und erhält, wenn die Ordinaten der Biegelinie jetzt mit $\delta'_{m p r-1}$ bezeichnet werden,

$$\eta_p = - \delta'_{m p r-1}$$

Die Biegelinie $\delta'_{m p r-1}$ ist demnach dadurch charakterisiert, daß die Verschiebungen der Angriffspunkte aller X_q verschwinden; nur der Angriffspunkt von X_p weist die Verschiebung „1“ auf.

Die Biegelinie $\delta'_{m p r-1}$ ist aber mit der Biegelinie des statisch bestimmten Grundsystemes identisch, die erhalten wird, wenn dieses System mit den Werten $\xi_k^{(p)}$ als äußeren Kräften belastet wird, die folgendem Gleichungssystem genügen:

$$(2) \quad \begin{cases} \delta_{11} \xi_1^{(p)} + \delta_{12} \xi_2^{(p)} + \dots + \delta_{1p} \xi_p^{(p)} + \dots = 0 \\ \delta_{21} \xi_1^{(p)} + \delta_{22} \xi_2^{(p)} + \dots + \delta_{2p} \xi_p^{(p)} + \dots = 0 \\ \vdots \\ \delta_{p1} \xi_1^{(p)} + \delta_{p2} \xi_2^{(p)} + \dots + \delta_{pp} \xi_p^{(p)} + \dots + 1 = 0 \\ \vdots \\ \delta_{r1} \xi_1^{(p)} + \delta_{r2} \xi_2^{(p)} + \dots + \delta_{rp} \xi_p^{(p)} + \dots = 0. \end{cases}$$

Denn dieses Gleichungssystem besagt auch nichts anderes, als daß die statisch unbestimmten Größen X solche Werte $\xi_k^{(p)}$ erhalten, daß Verschiebungen der Angriffspunkte aller X verschwinden mit Ausnahme von X_p , wo die Verschiebung den Wert „1“ erhält. Dabei sind die δ_{ik} die auf bekannte Art zu ermittelnden Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen.

Die Ordinaten der Einflußlinie können demnach so gefunden werden, daß man zunächst in den Elastizitätsgleichungen das absolute Glied überall gleich Null setzt mit Ausnahme jener Gleichung, in der die statisch unbestimmte Größe, deren Einflußlinie gefunden werden soll, in der Diagonale steht. Durch Auflösung dieses Gleichungssystems erhält man je Werte $\xi_k^{(p)}$ für die statisch unbestimmten Größen, mit denen das Grundsystem zu belasten ist. Die Biegelinie des letzteren infolge dieser Belastung ist dann die gesuchte Einflußlinie.

Schließlich sei noch bemerkt, daß diese $\xi_k^{(p)}$ nichts anderes sind als die Koeffizienten der bekannten Entwicklung für die Ordinaten η_p der Einflußlinie von X_p

$$\eta_p = c_1^{(p)} \delta_{m1} + c_2^{(p)} \delta_{m2} + \dots + c_p^{(p)} \delta_{mp} + \dots + c_r^{(p)} \delta_{mr} \quad [c_k^{(p)} = \xi_k^{(p)}]$$

Gewöhnlich pflegt man die $c_k^{(p)}$ in der Weise zu bestimmen, daß man in den Elastizitätsgleichungen

$$(3) \quad \begin{cases} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \dots + X_p \delta_{1p} + \delta_{m1} = 0 \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \dots + X_p \delta_{2p} + \delta_{m2} = 0 \\ \vdots \\ \delta_{m1} = 0 \end{cases}$$

alle δ_{mi} gleich Null und nur $\delta_{mk} = 1$ setzt, um z. B. $c_k^{(p)}$ zu bestimmen dann ist

$$X_p = X_p^{(k)} = c_k^{(p)}$$

so daß man, um die verschiedenen $c_k^{(p)}$ zu erhalten, jedesmal ein Gleichungssystem, bei dem das absolute Glied in einer anderen Zeile steht, auflösen hat. Im Gegensatz hierzu gibt das hier erläuterte Verfahren das m. W. bislang in der einschlägigen Literatur nicht erwähnt ist, durch das Auflösen des Gleichungssystems (2) sämtliche $c_k^{(p)} = \xi_k^{(p)}$ auf einmal zu einer und derselben Einflußlinie gehören, worin mit Rücksicht auf die hierdurch bedingte Übersichtlichkeit der Hauptvorteil liegt. Dieser Vorteil kommt vor allem dann zur Geltung, wenn man zur Auflösung der Elastizitätsgleichungen die Theorie der Differenzgleichungen benutzt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke.

Von Regierungsbaurath Georg Franzius, Kolberg.

In den Abhandlungen über die Standfestigkeitsberechnung verankerter Bollwerke ist ein wesentlicher Punkt bisher so gut wie offen geblieben: die der Berechnung der Verankerung zugrunde zu legende ungünstigste Belastungsform des Bollwerks. Die Erfahrung zeigt, daß in der Praxis gerade in diesem Punkte Unklarheit herrscht und daß oft mit unzulänglichen oder falschen Belastungsannahmen gerechnet wird. Das Ergebnis muß dann eine Gefährdung des Bauwerks sein. Wenn trotzdem die meisten durch Platten verankerten Bollwerke auch bei ungenauer Berechnung halten, so verdanken sie das einerseits dem Umstande, daß der rechnermäßige Erddruck und Erdwiderstand¹⁾ Grenzwerte sind, die keineswegs immer erreicht werden, andererseits auch oft einem willkürlichen Sicherheitsmaß, das der Berechnende für erforderlich gehalten hat. Weder jener noch dieser Umstand rechtfertigen aber, ungenau zu rechnen, wenn eine einwandfreie Berechnung unschwer durchführbar ist. Zu be-

¹⁾ Grundsätzlich ist hier unter Erddruck der sogenannte „aktive Erddruck“, unter Erdwiderstand der sogenannte „passive Erddruck“ zu verstehen. Die neueren Bezeichnungen, denen Krey das wissenschaftliche Bürgerrecht verliehen hat, sollten heute als die klarsten und zugleich rein deutschen allein noch verwendet werden.

denken ist zugleich, daß bei der ungenauen Berechnung das — doch eben für erforderlich gehaltene — Sicherheitsmaß in Wirklichkeit gar nicht vorhanden ist.

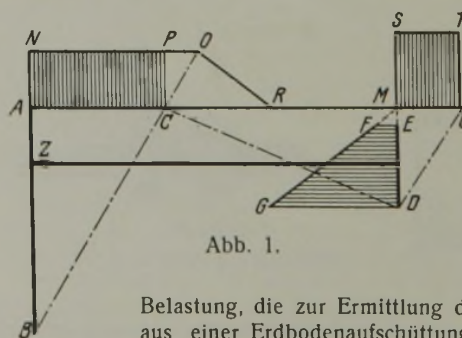


Abb. 1.

Jedes Bollwerk wird zu nächst beansprucht durch den hinter ihm liegenden Hinterfüllungsboden. Der von diesem verursachte Erddruck wird verstärkt durch die auf die Hinterfüllung bei der planmäßigen Benutzung des Bollwerks wirkende Belastung. Für die größte zulässige Belastung, die zur Ermittlung des Erddrucks in eine Auflast aus einer Erdbodenaufschüttung vom spezifischen Gewicht des Hinterfüllungsbodens umgerechnet wird, errechnet sich in der üblichen Weise aus der Momentengleichung für Erddruck, Erdwiderstand und Ankerzug die Ankerkraft.

In Abb. 1 ist die Belastung des Bollwerks AB durch die Aufschüttung von der Höhe AN dargestellt. Unter dieser Belastung ist die Ankerzugkraft Z ermittelt worden. Für die Größe des Erddrucks gegen das Bollwerk ist aber nur eine Auflast von Bedeutung, soweit sie auf der Strecke AC zwischen dem Bollwerk und der Gleitlinie²⁾ des Erddrucks gegen es vorhanden ist. Jede Belastung jenseits von Punkt C ist auf den Erddruck ohne Einfluß.

Rechnungsmäßig ist freilich so verfahren, als ob die Gleitfläche des Erddrucks sich über C hinaus bis O fortsetze. Besteht die wirkliche Belastung des Bollwerks aus geschütteten Massengütern — Kohlen, Erzen, Kies, Sand o. dergl. —, so kann dieser Fall natürlich tatsächlich eintreten. Genau genommen, müßte dann die Gleitfläche CO entsprechend der Gleitfläche des betreffenden Massengutes eingetragen werden, die von der des Hinterfüllungsbodens verschieden sein kann. Praktisch ist dies bedeutungslos. — Wird anderseits das Bollwerk in Wirklichkeit durch Stückgüter, Eisenbahn, Menschengedrange o. dergl. belastet, so ist das Entstehen einer Gleitfläche über C hinaus ausgeschlossen. Die ungünstigste Belastung für den Erddruck auf das Bollwerk ist $ANPC$, wobei P senkrecht über C liegt. Die Berechnung von Z ist dann ein wenig zu ungünstig, da die Last POC zwar in Rechnung gestellt, in Wirklichkeit aber nicht vorhanden ist. Auch diese Ungenauigkeit ist praktisch bedeutungslos, ganz abgesehen davon, daß sie zugunsten der Sicherheit des Bollwerks wirkt.

Die im allgemeinen zweckmäßigste Länge des Ankers ergibt sich nun daraus, daß der Fußpunkt D der Ankerplatte DE mit der Gleitlinie CD des Erdwiderstandes gegen die Ankerplatte zusammenfällt. Bei dieser Lage findet die Ankerplatte den größten möglichen Erdwiderstand aus der auf der Strecke CM zwischen der Gleitlinie des Erddrucks gegen das Bollwerk AB und der Ankerplatte unbelasteten Hinterfüllung; eine weitere Verlängerung des Ankers ist ohne Einfluß auf den Erdwiderstand, also zwecklos.

Die auf der Strecke CM unbelastete Hinterfüllung ist der für die Abmessung der Ankerplatte ungünstigste Belastungsfall, da jede Belastung auf diesem Teil der Hinterfüllung den Erdwiderstand gegen die Ankerplatte vergrößert, also der Zugkraft Z verstärkt entgegenwirkt.

Besteht die Auflast auf dem vorderen Teil der Hinterfüllung aus geschütteten Massengütern, so ergibt sich aus der Belastung auf der Strecke CR (bei der R der Fußpunkt der von O aus gezogenen natürlichen Böschungslinie des Massengutes ist) eine günstige Wirkung auf die Größe des Erdwiderstandes gegen die Ankerplatte. Streng genommen müßte daher für die Ankerplatte eine Maximalberechnung aufgestellt werden, da der ungünstigste Fall zwischen der Auflast $ANOR$ mit der größten Ankerzugkraft und der durch C gleichfalls natürlich abgöschten Auflast mit dem kleinsten Erdwiderstand auf die Ankerplatte liegen muß. Praktisch wird sich diese Berechnungsart nicht lohnen, sondern man wird

²⁾ Über die Wahl der Gleitlinie des Erddrucks gegen das Bollwerk vgl. Otto Franzius, Der Grundbau, S. 113, und Der Verkehrswasserbau, S. 704. Dem Vorschlage von Otto Franzius, nicht die Hauptgleitfläche zu wählen, sondern eine (um etwa 5°) flacher geneigte Gleitlinie, ist zuzustimmen, wengleich dadurch wieder eine gewisse Willkür in die Rechnung eingeführt wird. Dagegen erscheint mir der Ansatz der Gleitlinie am Fußpunkte der Spundwand zu ungünstig.

Beide Fragen sind in der vorstehenden Abhandlung absichtlich offen gelassen, da sie an den bezeichneten Stellen behandelt sind. Hier sollte nur die m. W. bisher nirgends klar herausgearbeitete ungünstigste Belastungsform der Bollwerke und deren Einfluß auf Ankerlänge und Plattengröße behandelt werden.

Aus diesem Grunde wurde auch jede für den Zweck nicht erforderliche Eintragung, wie Bollwerkentiefe, Sohle vor dem Bollwerk, Wasserspiegel usw., in den Zeichnungen fortgelassen. „B“ ist nur der Punkt, an dem die Gleitlinie des Erddrucks gegen das Bollwerk an diesem ansetzt.

Geheimrat M. Rudeloff †. Der frühere Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem, Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Rudeloff, ist in seinem 72. Lebensjahre nach längerem Leiden verschieden. Die hauptsächlichsten Angaben über seine umfangreiche und vielseitige fachwissenschaftliche Tätigkeit hat „Die Bautechnik“¹⁾ schon bei Gelegenheit seines 70. Geburtstages gebracht; wir fügen hier nur noch ergänzend hinzu, daß der Verstorbene auch im Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung, im Reichsausschuß für Lieferbedingungen und im Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik tätig war. Noch in den letzten Jahren hat sich Rudeloff mit Fragen aus den verschiedensten Gebieten der Werkstofftechnik und des Materialprüfungswesens beschäftigt; so wird eine größere Arbeit von ihm demnächst in der Fachschrift des Verbandes der Ledertreibriemen-Fabrikanten Deutschlands erscheinen. Für die im Herbst stattfindende Gießerei-Fachausstellung in Düsseldorf war er vom Verein deutscher Eisgießereien als Berater und Leiter gewählt worden, konnte diese Arbeit jedoch nicht mehr zum Abschluß bringen.

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46, S. 681.

— etwas ungünstig — nur mit der Auflast $ANPC$ rechnen. — Besteht die Auflast aus Lasten, die sich nicht abböschten, so kommt ohnehin nur die Last $ANPC$ in Frage.

Gegen die Ankerplatte wirkt noch außer dem Ankerzug Z und dem durch die Fläche $DEFG$ dargestellten Erdwiderstand der Erddruck gegen ihre Rückseite. Da dieser in gleicher Richtung wie der Ankerzug wirkt, darf er keinesfalls, wie es erfahrungsgemäß oft geschieht, unberücksichtigt bleiben. Im Gegenteil muß unbedingt sein möglicher Höchstwert ermittelt werden. Es ist daher auf der Strecke MU — d. h. von dem Schnittpunkte der Senkrechten über der Platte mit der Oberfläche der Hinterfüllung bis zum Schnitt der Gleitlinie DU des Erddrucks gegen die Platte ebenfalls mit der Oberfläche der Hinterfüllung, — die größte vorkommende Belastung festzustellen und der Berechnung des Erddrucks zugrunde zu legen. Erst hinter Punkt U ist es grundsätzlich belanglos, ob die Hinterfüllung belastet wird oder nicht.

Abb. 1 zeigt nunmehr die ungünstigste Belastungsform des Bollwerks, die zu seiner Berechnung angesetzt werden muß:

- Höchstlast zwischen dem Bollwerk und der Gleitlinie des Erddrucks auf das Bollwerk,
- keine Belastung zwischen der Gleitlinie des Erddrucks auf das Bollwerk und der Ankerplatte,
- Höchstlast zwischen der Ankerplatte und der Gleitlinie des Erddrucks gegen die Rückseite der Platte.

Bemerkt sei, daß die Höchstlasten zu a) und c) verschieden groß sein können.

Die Ankerlänge wird, wie Abb. 1 zeigt, durch die Belastung des Bollwerks nicht unmittelbar vergrößert, da die zu verwendenden Gleitlinien des Erddrucks auf das Bollwerk und den Erdwiderstand gegen die Ankerplatte für das unbelastete wie für das belastete Bollwerk dieselben sind. Mittelbar tritt eine gewisse Verlängerung der Ankerstangen bei belastetem Bollwerk dadurch ein, daß bei diesem die Ankerplatte größer werden muß. Dadurch kommt ihr Fußpunkt D tiefer zu liegen und entfernt sich somit vom Bollwerk AB .

Muß aus örtlichen Gründen möglichst an Ankerlänge gespart werden — z. B. mit Rücksicht auf die Grundstücksgrenze, auf vorhandene Bauwerke, auf ein Eisenbahngleis, das nicht dem Betriebe entzogen werden soll usw. —, so muß man unter Umständen mit dem Fußpunkte der Ankerplatte unter die Gleitlinie des Erdwiderstandes gegen sie hinuntergehen. In manchen Fällen wird eine tiefe Lage der Ankerplatten freilich zu Schwierigkeiten, besonders durch Wasserandrang, führen, häufig aber, z. B. beim Bau im Trockenen oder unter Wasserhaltung, bei Verankerung durch eine gerammte eiserne Spundwand usw., wird sie sich unschwer durchführen lassen.

Bei dieser Lage der Ankerplatte (Abb. 2) schneidet die Gleitlinie DL des Erdwiderstandes gegen die Platte DE die Gleitlinie BC in K ; die Gleichlaufende zu ihr durch C schneidet die Ankerplatte in H . Gegen den Teil EH der Platte bestehen dieselben Verhältnisse für den Erdwiderstand wie in Abb. 1 für die Platte DE . Unterhalb von H wird aber der Erdwiderstand in geringerem Maße zunehmen. Er stellt sich also in diesem Falle durch die Fläche $DEFJG$ dar, während er in Abb. 1 der Fläche $DEFG$ entspricht.

Das Maß der möglichen Ankerverkürzung auf diesem Wege wird stark beschränkt durch den mit größerer Tiefe und Plattengröße zunehmenden Erddruck gegen die Rückseite der Ankerplatte. Dieser führt gegebenenfalls dazu, entweder zu mehrfacher Verankerung oder zur Verankerung durch gerammte Ankerböcke, im schlimmsten Falle zum Bau einer ohne Verankerung standfesten Mauer überzugehen.

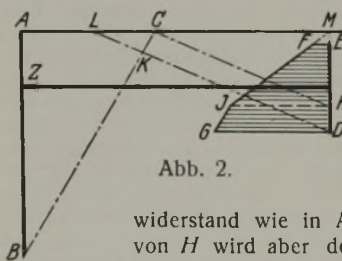


Abb. 2.

Vermischtes.

Die hohen Verdienste Rudeloffs insbesondere auf dem Gebiete des Materialprüfungswesens werden in Fachkreisen unvergessen bleiben. Ls.

Kosten des Hafenaues von Gdingen. Wie die DAZ mitteilt, sind nach Berechnung des polnischen Handelsministeriums für den Hafenaub von Gdingen bis jetzt 36 366 100 Mill. Goldfranken von der Regierung aufgelegt worden, das sind 69,5% der für den Hafen vorangeschlagenen Summe von 52 293 873 Goldfranken¹⁾. Allein der für den Hafen aufgekaufte Grund kostet rd. 4 1/2 Mill. Goldfranken.

Tagung zur Feier des 60-jährigen Bestehens des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt. Die Feier fand statt am 25. Juni im Preußischen Herrenhaus zu Berlin. Im Jahre 1869 auf Anregung von Friedrich Harkort unter dem Namen „Zentralverein für Hebung der Deutschen Fluß- und Kanalschiffahrt“ begründet, hat der Verein unermüdet an der Erreichung seiner Ziele gearbeitet und sich eine achtunggebietende Stellung im deutschen Wirtschaftsleben errungen.

¹⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 37 u. 40.

Die von über 300 Teilnehmern besuchte Festversammlung wurde mit einer Begrüßungsansprache des ersten Vorsitzenden, Generaldirektor Dr. Ott, Köln, eröffnet. In Vertretung des verhinderten Reichsverkehrsministers sprach Staatssekretär Gutbrod, zugleich im Namen der übrigen behördlichen Vertreter, dem Verein seine Glückwünsche aus und betonte die gute Zusammenarbeit mit den Behörden und die verständnisvolle Mitarbeit des Vereins bei allen die Binnenschifffahrt betreffenden Fragen technischer und wirtschaftlicher Art. Es folgte dann der Vortrag des Geh.-Rat Prof. Dr. Thiess, Köln, über „Die Stellung der Binnenschifffahrt in der Deutschen Volkswirtschaft in Gegenwart und Zukunft“. Seit 90 Jahren sei die Frage, ob neben der Eisenbahn die Binnenschifffahrt noch eine Zukunft habe, immer wieder aufgetaucht und, während die Theoretiker sie zu verneinen glaubten, durch die Praxis bejaht worden. Denn der Wassertransport behauptet sich durch seine billigen Selbstkosten, die hinter den Durchschnittskosten der Bahn um die Hälfte zurückbleiben. Wenn Ausnahmetarife der Bahn auch gegen ausländischen Wettbewerb und für nationalwirtschaftliche Zwecke geboten sind, so sollten sie doch nicht aus reinen Wettbewerbsgründen gegen das gleich vorteilhafte Verkehrsmittel der Schifffahrt angewandt werden. Eine zu starke Differenzierung der Bahntarife führe auch dazu, die festen Kosten und Abgaben zu einseitig auf den Nahverkehr zu häufen und damit den Wettbewerb des Kraftwagens auf den Plan zu rufen. Für die Volkswirtschaft und die Produktion am vorteilhaftesten würde eine richtige Arbeitsteilung zwischen Bahn und Schifffahrt sein, die jedem Verkehrsmittel die Aufgaben zuweist, die es nach seiner Eigenart und Kostenzusammensetzung am günstigsten lösen kann. Die Hauptleistungsfähigkeit der Schifffahrt liegt in den Jahreszeiten des stärksten Verkehrs, dann kann sie trotz Unterbrechungen die Eisenbahn wirksam entlasten. Am meisten umstritten ist die zukünftige Rolle der Kanäle, die nach den überschwänglichen Hoffnungen der Inflationszeit jetzt im Rückschlag zu ungünstig beurteilt werden. Soweit sie als Erweiterung des Flußnetzes dessen Frachtvorteile einem weiteren Gebiet zugänglich machen, soweit sie den deutschen Einfuhrbedarf zurückdrängen versprechen und soweit sie schon größtenteils gebaut sind, aber zur Entfaltung ihrer Vorteile des Abschlusses bedürfen, ist ihre Förderung nach wie vor zu begünstigen. Die ärmer gewordene deutsche Volkswirtschaft bedarf eines von Natur so ökonomischen und elastischen Transportmittels, wie es die Binnenschifffahrt ist, mehr denn je zuvor. Ihre Leistungsfähigkeit voll zu erhalten, bleibt eine wichtige Aufgabe der Volkswirtschaftspflege.

Der zweite Vortrag wurde von dem Altmeister des Wasserbaues, Geheimen Rat Prof. Dr. H. Engels, Dresden, gehalten, und zwar: „Über den heutigen Stand der technischen Durchbildung der deutschen Binnenschifffahrt“. Die Notwendigkeit, die an sich unwirtschaftlichen Beförderungskosten tunlichst zu vermindern, hat heute, wie nie zuvor, die große Bedeutung der Wasserstraßen hervortreten lassen, nachdem der im vorigen Jahrhundert einsetzende Wettbewerb der Eisenbahnen die Umstellung des Wasserstraßenverkehrs auf den reinen Massengüterverkehr hinwies, ihm damit sein Hauptmerkmal verlieh und zugleich auf eine gesunde, wirtschaftliche Grundlage brachte. Eine Verbilligung des Transportes auf den Wasserstraßen läßt sich, soweit dabei technische Faktoren in Frage kommen, durch vier Maßnahmen herbeiführen: durch die Ausbildung der Wasserstraßen selbst, sodann durch die Ausbildung des Schiffes, ferner durch die Gestaltung des Schifffahrtbetriebes und endlich durch die Vervollkommnung der Umschlageneinrichtungen der Häfen.

Unsere Wasserstraßen setzen den Abmessungen der Fahrzeuge eine gewisse Grenze, und zwar in verschiedener Art, je nachdem es sich um einen Fluß oder um einen Kanal handelt. Das Bestreben, die Schiffsabmessungen zu vergrößern, ist durch die größere Wirtschaftlichkeit des tragfähigeren Schiffes begründet. Während bei den Flüssen Größe und Form des Fahrinnen-Querschnitts sich aus hydrotechnischen Erwägungen ergibt, ist bei Kanälen der Querschnitt durch technisch-wirtschaftliche Überlegungen festzustellen. Der Fluß verlangt in der Regel breite und flache, der Kanal tiefergehende und schmale Schiffe. So stehen Fluß- und Kanalschiff in einem gewissen Gegensatz zueinander. Die Lastschiffe oder „Kähne“ sollen bei genügender Festigkeit möglichst leicht gebaut sein, bei möglichst großer Ladefähigkeit einen nicht zu großen Schiffswiderstand hervorrufen und möglichst gut zu steuern sein. Beim Betrieb kommt der Schiffszug vom Ufer aus, das „Treideln“, nur noch für Kanäle in Frage. Es wird von den Ergebnissen weiterer Versuche abhängen, ob die gleislosen Motor- und Raupenschlepper mit der elektrischen Treidelokomotive, wie sie beim Teltowkanal verwendet wird, in erfolgreichen Wettbewerb treten können.

Heute ist das wesentlichste Merkmal des Massengütertransportes auf Wasserstraßen die Beförderung in Kähnen, die von frei fahrenden Kraftschiffen geschleppt werden. Abgesehen von der Beschaffenheit der Wasserstraße, wird ganz allgemein die Fahrgeschwindigkeit der Schleppzüge technisch bedingt von dem Körper des Kraftschiffes, von der Art der Energieerzeugung, dem Widerstande des Anhangs und von den Fortbewegungsmitteln: dem Schaufelrad oder der Schraube. Letztere empfiehlt sich durch Einfachheit und geringes Gewicht, sie stellt aber größere Ansprüche an die Wassertiefe als das Schaufelrad. Die Bemühungen zur Verbesserung des Wirkungsgrades der Dampfmaschine haben, trotz unbestreitbarer Erfolge, den wachsenden Wettbewerb des „Motors“ nicht aufhalten können, der heute, namentlich als kompressorloser Dieselmotor, in der Binnenschifffahrt mehr und mehr Verwendung findet. Da die Fahrgeschwindigkeit auf unseren Strömen und namentlich auf den Kanälen wegen des schnell wachsenden Schiffswiderstandes an verhältnismäßig enge Grenzen gebunden ist, so kann eine Vermehrung der Reiseleistung nur durch Abkürzung der Schleusungszeit und des Aufenthaltes in den Häfen herbeigeführt werden. Am Schlusse hob der

Redner hervor, daß nur die positive Einstellung der Schifffahrttreibenden zum technischen Fortschritt ein ersprießliches Zusammenarbeiten mit dem Ingenieur herbeiführen und damit die technische Durchbildung der Binnenschifffahrt fördern kann. Dankbar müsse anerkannt werden, daß der Zentralverein seit seinem Bestehen unablässig bemüht gewesen ist, diese Zusammenarbeit zu fördern, nicht nur in der mißverständlichen Auffassung des uns von Plutarch überlieferten Wahlspruches: „Navigare necesse est, vivere non est necesse“, sondern in der Erkenntnis: Wir müssen leben, und deshalb tut Schifffahrt uns not.

Am 26. Juni fand auf Einladung der „Behala“ eine Besichtigung des Berliner Westhafens statt, und von dort aus fuhr ein Teil der Gesellschaft mit Dampfern die Havel abwärts nach Potsdam, während die übrigen Teilnehmer sich in vier großen Überland-Autobussen nach Niederfinow begaben zur Besichtigung des im Bau begriffenen Schiffshebewerks des Hohenzollernkanals. Die ausgedehnte Baustelle mit ihren Einrichtungen für den Großbetrieb wurde unter der sachkundigen Führung der Bauverwaltung in allen Teilen besichtigt und erregte allgemeine Bewunderung. Die bis 10 m unter Gelände durch Grundwasser senkung trocken gehaltene Baugrubensohle wird zurzeit mit einer 112 m langen, 34 m breiten und 4 m starken Grundplatte aus Eisenbeton bedeckt, deren Druck noch durch neun kastenartige Senkpfähle unter Preßluft auf weitere 10 m, bis auf ganz tragfähigen Untergrund übertragen wird. Die Kosten des ganzen betriebsfähigen Bauwerks sind auf 23,7 Mill. R.-M. veranschlagt. Die Vollendungsfrist hängt weniger von technischen Umständen, als davon ab, in welchem Umfang weiterhin vom Reich Jahresraten zur Verfügung gestellt werden. Voraussichtlich wird mit noch fünf Baujahren zu rechnen sein.

Die Teilnehmer kehrten abends von der durch das Wetter begünstigten Fahrt hochbefriedigt zurück. Die nächste Tagung des Zentralvereins wird voraussichtlich im Stromgebiet der Oder, und zwar in Breslau stattfinden.

Hölzerne Straßenbrücke über die Aare bei Bremgarten-Bern.
Zur Verbindung des Dorfes Bremgarten mit der Stadt Bern wurde nach

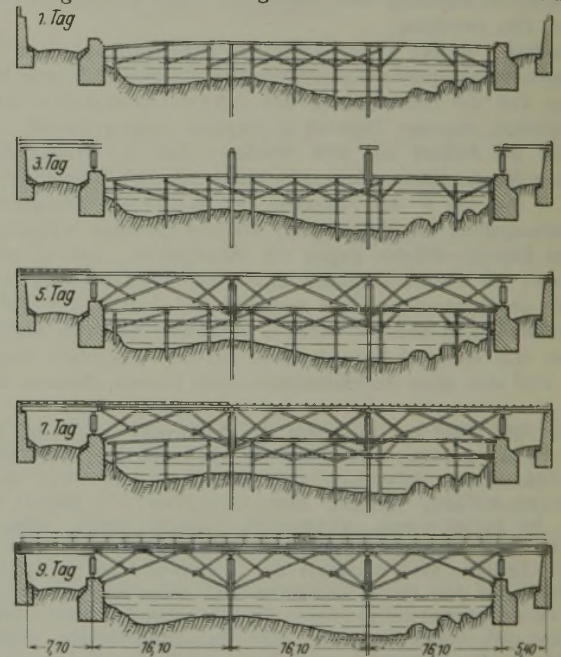


Abb. 1.

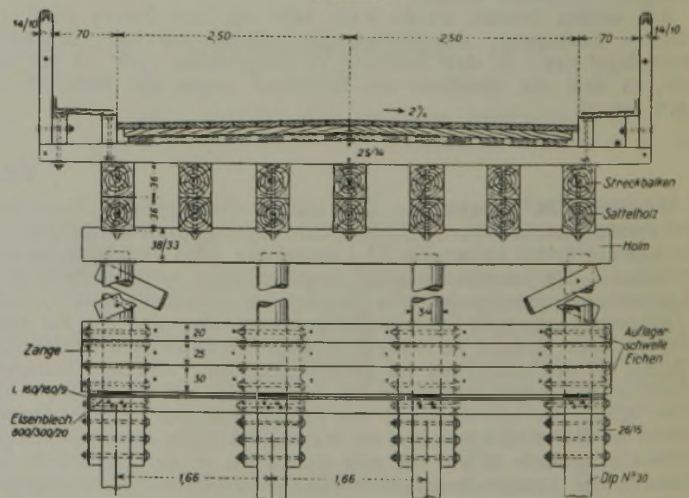


Abb. 2.

der Schweiz. Bauztg. vom 11. Mai 1929 von der Baudirektion des Kantons Bern eine hölzerne Brücke vorgesehen, deren Ausführung nach dem Entwurf eines Sappeur-Offiziers Genietruppen übertragen wurde.

Die Bauausführung sollte gleichzeitig zur Übung der Truppen dienen. Dem Sappeurbataillon wurden neun Arbeitstage zur Verfügung gestellt. In dieser Zeit war die Holzkonstruktion auf den von einem Unternehmer vorher fertiggestellten Zwischenunterstützungen, Landjochen und Widerlagern aufzurichten. Das Tragwerk besteht aus statisch bestimmten doppelten Sprengwerken mit drei Flußöffnungen von je 16,10 m Weite. An den Enden der Brücke sind Landöffnungen von 5,4 bzw. 7,7 m Weite vorgesehen (Abb. 1). Die Berechnung der Brücke geschah unter Zugrundelegung einer gleichmäßig verteilten Belastung von 400 kg/m² und zweier sich kreuzenden 10-t-Camions. Der Querschnitt der Brücke ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Flußjoche ruhen auf eingerammten H-Pfosten, P Nr. 30, deren Verbindung mit dem Auflagerpfosten und den Streben der Holzkonstruktion in Abb. 3 dargestellt ist. Die H-Pfosten der Joche stehen in Abständen von 1,66 m; sie sind untereinander durch L 160·160·19 verbunden. Die von den Sappeuren aufzustellende Holzkonstruktion ruht auf einer zwischen die Winkeleisen eingefügten Platte. Die mittels Sattelholzer auf die Jochholme abgestützten sieben Streckbalken 36/36 cm liegen in Abständen von 83 cm, auf ihnen ruhen unmittelbar die Querträger in Abständen von 1 m. Die H-Pfosten sollen später bei Niedrigwasser untereinander noch durch eine Verstrebung versteift werden. Die Landjoche der Holzkonstruktion sind ähnlich wie die Flußjoche ausgebildet. Die vier eichenen Auflagerpfosten ruhen hier auf einer gemeinsamen in Beton verankerten Eichenschwelle. Die Hauptstreben der Sprengwerke sind im Kreuzungspunkt eingeschnitten und durch hölzerne Decklaschen verstärkt. Sie sind gegen die Unterzüge oben stumpf gestoßen und unten auf den Schwellen aufgezapft. Die freie Knicklänge der Streben ist durch Zangen herabgemindert. Die Bremskräfte und der Winddruck werden durch einen unter den Streckbalken liegenden Verband aufgenommen. Die ganze Holzkonstruktion ist durch ein pilztöndendes Konservierungsmittel (Solignum) geschützt. Als zulässige Beanspruchungen wurden angenommen: Tannenholz 80 kg/cm², Eichenholz 100 kg/cm², ferner eine 10fache Knicksicherheit der Stäbe und schließlich für die verdübelten Balken an der linksseitigen Endöffnung 55 kg/cm² Biegebungsbeanspruchung. Aus Abb. 1 ist der Arbeitsgang während der festgesetzten Zeiten ersichtlich. Es waren durchschnittlich 169 Sappeure mit einer 9 1/2 stündigen Arbeitszeit beim Brückenbau während der neuntägigen

Bauzeit beschäftigt. Die Gesamtzahl der Arbeitsstunden betrug 14 501, der Holzverbrauch 2035 m³. Von der Gesamtzahl der Arbeitsstunden entfielen 30% auf den Abbund, 47% auf den Einbau und 23% auf den Transport von der Abbund- zur Einbaustelle. In die Arbeitszeit ein-

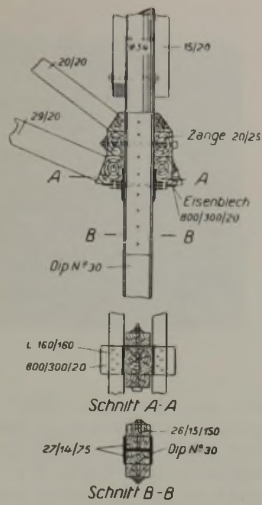


Abb. 3.



Abb. 4.

begriffen war die erforderliche Zeit für die Herstellung des Anstrichs, für den Auf- und Abbau der Transportanlagen sowie für den Abbruch der Dienstbrücke. — Abb. 4 zeigt die fertige Brücke. Zs.

Der Pacoima-Staudamm in Kalifornien. Der Staudamm schließt das Tal des Pacoima, eines Nebenflusses des Los-Angeles-Flusses, ab und wurde in den Jahren 1924 bis 1928 gebaut. Er ist ein Teil einer umfangreichen Flußregulierung, die im Jahre 1924 mit einem Gesamtkostenaufwande von 35 Mill. Dollar von dem Los-Angeles-Distrikt beschlossen wurde. Über den Bau des genannten Dammes insbesondere berichtet Fred A. Noetzi in „Engineering“ 1929, Nr. 3288 vom 18. Januar.

Der Damm und sein Staubecken dienen hauptsächlich zum Schutze der Stadt Los Angeles, die vorher durch die Hochwässer des Pacoima und anderer Nebenflüsse des Los-Angeles-Flusses häufig in Mitleidenschaft gezogen wurde. Die Hochwasserwellen, die bis zu 350 m³/sek zum Abfluß bringen, werden durch den Damm auf die Hälfte ermäßigt. Die Fläche des Staubeckens beträgt 72 km², sein Fassungsvermögen etwa 36,5 Mill. m³. Das Wasser wird durch mehrere mit Abschlussschiebern

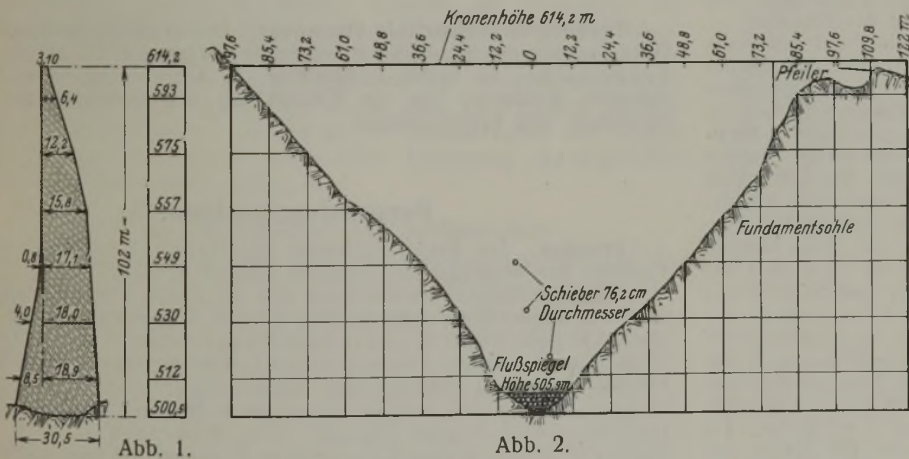


Abb. 1.

Abb. 2.

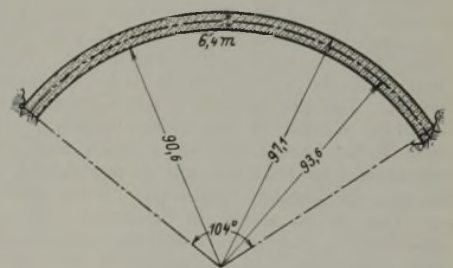


Abb. 4a.

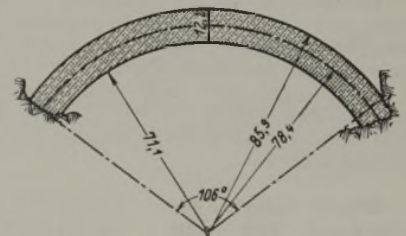


Abb. 4b.

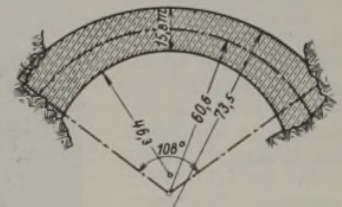


Abb. 4c.

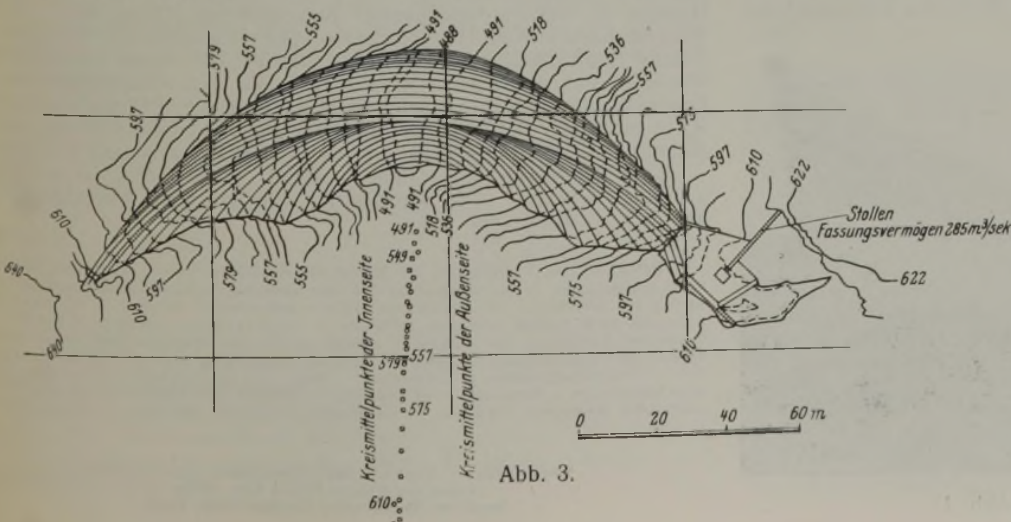


Abb. 3.

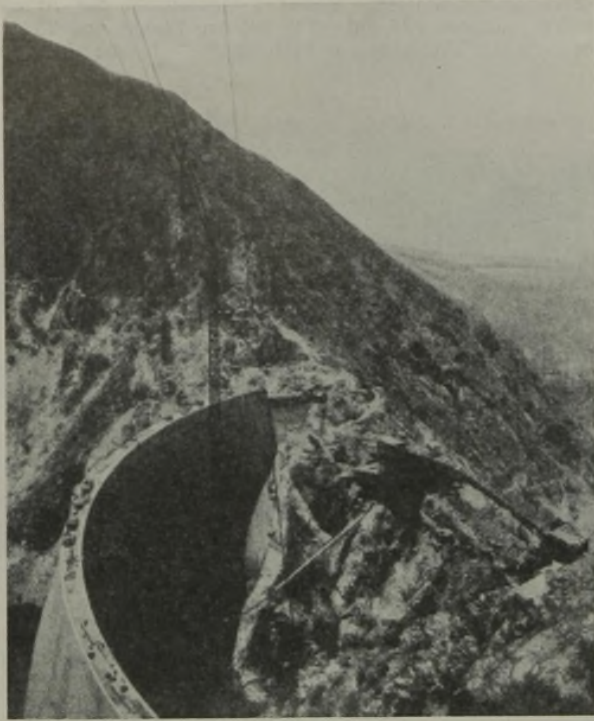


Abb. 5.

versehene Rohre sowie durch einen seitlich 20 m unter der Dammkrone in den Felsen getriebenen Stollen von 4,5 m Durchm. abgeführt.

Der Damm (Abb. 1 bis 3) ist 102 m hoch über dem Flußbett und 114 m hoch über dem tiefsten Punkte der Gründungssohle und damit gegenwärtig der höchste Damm in den V. St. A. Seine Länge beträgt in der Höhe des Flußbettes 18 m, die Kronenlänge 195 m, die untere Dicke 30,5 m, die obere 3,1 m. Die Wölbung ist auf der Innen- und Außenseite sowie in den verschiedenen Höhen verschieden. Sie ist nach Kreislinien geformt, und zwar schwankt die der stromauf gelegenen Fläche zwischen 302 m oben und 52 m Halbmesser unten. Die höchsten Beanspruchungen des ohne Eiseneinlagen aus Beton hergestellten Damms sind bei gefülltem Becken 35 kg/cm² Druck an der Innenseite des untersten Widerlagers und 7 kg/cm² Zug an der Außenseite. Abb. 4 zeigt einige Querschnitte des Damms in verschiedenen Höhen, Abb. 5 eine Ansicht des Damms.

Der Baugrund besteht aus Granit, der bis ziemlich tief unter die Oberfläche zerklüftet und weich war. Daher war mitunter ein Aushub von 18 bis 24 m erforderlich, bevor der gesunde, feste Felsen angetroffen wurde. Um die Sicherheit der Gründung und ihre Wasserdichtigkeit zu erhöhen, wurden in den Felsen Rinnen von 6 auf 9 m geschlagen. Nachdem diese etwa 3 bis 4,5 m hoch mit Beton überdeckt waren, wurden sie unter Luftüberdruck mit Zementmörtel gefüllt, wobei die Luft durch in den Deckbeton eingesetzte, 5 cm starke Rohre entweichen konnte.

Der Beton wurde in Schichten von 1,5 m Stärke aufgebracht, die miteinander nut- und federartig verbunden wurden. In 15 m Abstand sind senkrechte Fugen vorgesehen, die von der Krone bis 12 m über die Sohle reichen. Jede Fuge ist doppelt durch Asphalt und Streifen aus geglähtem Kupfer gedichtet.

Der Beton wurde sehr sorgfältig zusammengestellt, um größtmögliche Dichte und Gleichmäßigkeit zu erzielen. Der Sand wurde bis zu 6 mm Korngröße zusammengestellt; die groben Zuschlagstoffe, Kies und Schotter, bestanden aus drei Größen: Kies 6 bis 19 mm, 19 bis 28 mm und Schotter 28 bis 100 mm. Der Zementanteil betrug 225 l auf 1 m³ Beton, der Wasser-Zement-Faktor 1,0 bis 1,2. Die Schalung wurde aus Tafeln von 1,5 m Höhe und 3,0 m Breite zusammengesetzt, die bis zu zehnmal wieder verwendet wurden. Lp.

Bruch einer Zwischenwand von den Absetzbecken einer Filteranlage in Baltimore. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 11. April 1929 brach am 22. März d. J. die Trennwand zwischen den Absetzbecken 1 und 2 der Filteranlage in Baltimore, als das Becken 2 geleert war. Die im Jahre 1915 auf lockerem Felsboden gegründeten Becken haben eine Grundfläche von etwa 70 × 96 m. Die Eisenbetonwände haben einen L-förmigen Querschnitt,



Abb. 1.

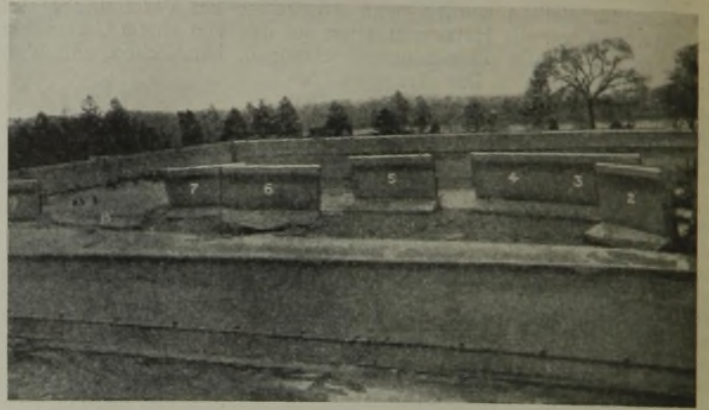


Abb. 2.

der aus Abb. 1 ersichtlich ist. Die an die Grundplatten der Wände angrenzenden Beckensohlen sind nicht bewehrt. Die Außenwände sind von einem Erdwall gestützt. In Abb. 2 ist die zerstörte Zwischenwand zu erkennen, die durch den Wasserdruck in einzelne Abschnitte zerbrochen und weit in das Innere des leeren Nachbarbeckens geschoben wurde. Zs.

54. Deutscher Architekten- und Ingenieurtag Hamburg 1929. Die mit dem 70jährigen Stiftungsfeste des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hamburg verbundene Tagung findet statt vom 4. bis 6. September in Hamburg. Mittwoch, den 4. September, 10,30 Uhr: Festsitzung (70jähriges Stiftungsfest des Hamburger Vereins) im Patriotischen Gebäude. 21 Uhr gelegentlich des Begrüßungsabends kurzer Vortrag von Baurat Bösling über Hamburgs bauliche Entwicklung, daran anschließend Erläuterung der Ausflüge durch Baurat Brands. — Donnerstag, den 5. September: Abgeordneten-Versammlung im Bürgerschaftssaal des Rathauses. — Freitag, den 6. September: Wanderversammlung im großen Saale des Curiohauses; Vorträge: Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Briske über „Deutsche Bauunternehmungen im Auslande“ und Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Schumacher über „Die Zeitgebundenheit der Architektur“. — Im Anschluß an die Tagung: Sonnabend, den 7. September: Besichtigungen.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Ehrenbürgers ist verliehen worden dem Baudirektor Dr.-Ing. Heinrich Helbing in Essen in Anerkennung seiner hervorragenden Ingenieurleistungen im rheinisch-westfälischen Industriegebiet und in Anerkennung der Förderung wissenschaftlicher Arbeit im Interesse der Allgemeinheit.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor Hermann Tonnemacher in Berlin-Lichterfelde, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung und Förderung des Kraftmaschinen- und Kraftwerkbaues.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Danneel in Torgau ist zum Vorstand des Wasserbauamts daselbst ernannt worden.

Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt sind die Regierungsbaumeister (W.) Otto v. Buschmann beim Kanalbauamt in Peine, Paul Kienast beim Wasserbauamt in Norden, Friedrich Voss (beurl.), Joseph Untiedt (beurl.), Karl Behrends beim Wasserbauamt in Harburg-Wilhelmsburg, Albert Seggelke beim Hafenbauamt in Pillau, Ernst Thiel beim Wasserbauamt in Husum, Otto Wöltlinger in Dagebüll (Wasserbauamt Husum), Otto Bodenschatz beim Kanalbauamt in Wesel, Werner Contag beim Neubauamt in Eberswalde, Bruno Hampe in Woltorf (Kanalbauamt Braunschweig), Georg Seidel beim Wasserbauamt in Kiel, Hermann Simon beim Wasserbauamt I in Hannover, Gustav Früh (beurl.), Karl Zechlin und Dr.-Ing. Anton Hansen beim Wasserbauamt in Berlin, August Knoke bei der Kanalbauabteilung in Essen, Waldemar Mügge beim Staubeckenbauamt in Ottmachau, Gustav Keil in Hamm i. Westf., Bernhard Wedler und Gerold Westermann (beurl. zum RVM), Edzard Germelmann beim Wasserbauamt in Copenick.

Das Neubauamt in Hamm i. Westf. ist mit dem 10. Juli 1929 aufgelöst worden. Die Restarbeiten werden vom Wasserbauamt in Hamm i. Westf. erledigt.

INHALT: Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal (Fortsetzung). — Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen (Schluß). — Ein Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme. — Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke. — Vermischtes: Geheimrat M. Rudeloff f. — Kosten des Hafenbaues von Gdingen. — Tagung zur Feier des 60jährigen Bestehens des Zentralvereins für Deutsche Binnenschifffahrt. — Hölzerne Straßenbrücke über die Aare bei Bremgarten-Bern. — Pacolma-Staudamm in Kalifornien. — Bruch einer Zwischenwand von den Absetzbecken einer Filteranlage in Baltimore. — 54. Deutscher Architekten- und Ingenieurtag Hamburg 1929. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Technische Hochschule Hannover. — Personalnachrichten.

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