

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 1. Februar 1935

Heft 5

Alle Rechte vorbehalten.

Der Elbdurchstich „Kurzer Wurf“.

Von Regierungsbaurat E. Tode, Dessau.

Der „Kurze Wurf“ ist die Bezeichnung für eine besonders scharfe Krümmung der Elbe im Lande Anhalt zwischen Elbkm 249,000 und 252,000 etwa 6 km oberstrom der Eisenbahnbrücke Dessau—Roßlau (Abb. 1).

Diese Krümmung gehörte infolge ihrer geringen Fahrwasserbreite, der teilweise bis zu 7 m unter MW betragenden Tiefe und des kleinen Halbmessers von 300 m schon von jeher zu den schwierigsten Fahrwasserstrecken der Elbe. Sie verursachte laufend hohe Unterhaltungskosten, weil der Strom das Bestreben hatte, immer weiter das einbuchtende Ufer zu unterhöhlen. Außerdem bestand an dieser Stelle bei Hochwasser und Eisgang stets eine erhöhte Durchbruchgefahr. Um eine endgültige Besserung herbeizuführen, die sowohl der Schifffahrt gerecht wurde, als auch die Unterhaltungskosten erheblich senkte und die Durchbruchgefahr beseitigte, war seitens der Reichswasserstraßenverwaltung angeordnet worden, die Krümmung durch einen Durchstich zu beseitigen. Es ist dies der letzte Durchstich, der auf absehbare Zeit an der Elbe ausgeführt worden ist. Soweit vereinzelt noch Abflachungen starker Stromkrümmungen erforderlich werden, wird im Rahmen der Niedrigwasserregulierung der Elbe beabsichtigt, das einbuchtende Ufer vorzutreiben und das ausbuchtende entsprechend abzutragen; vgl. Verbesserung des Fahrwassers der Elbe zwischen km 189 und 190 (Clödener Enge)¹⁾.

Der endgültige Entwurf für den Durchstich war von der Anhaltischen Wasserbauverwaltung Bauleitung „Kurzer Wurf“ unter Berücksichtigung

Regulierungswassermenge (RW 1929)²⁾ . . . = 63 m³/sek
 Mittelwasser (MW) = 335 .
 Mittelhochwasser (MHW) = 1010 .

Sie ergaben den in Abb. 4a dargestellten symmetrischen Abflußquerschnitt von 120 m Strombreite (Normalbreite) zwischen den Mittelwasserstreichlinien und 60 m Sohlenbreite. Auf den anschließenden Stromstrecken ist

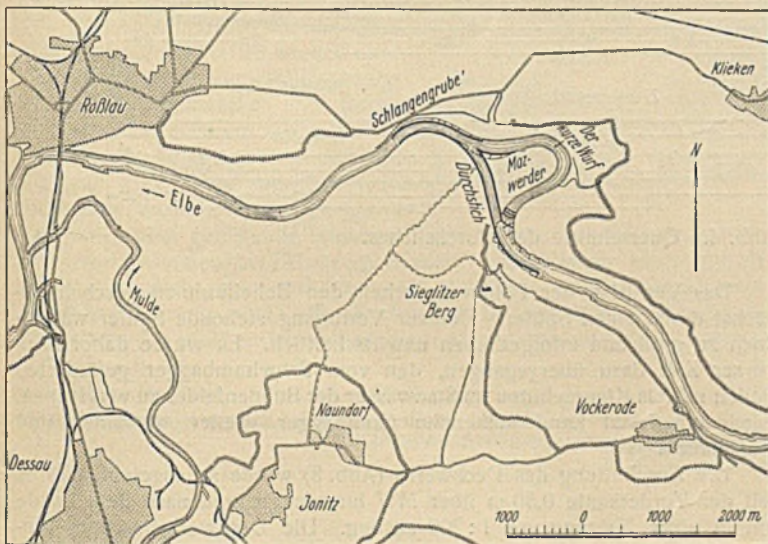


Abb. 1. Lageplan 1:100 000.

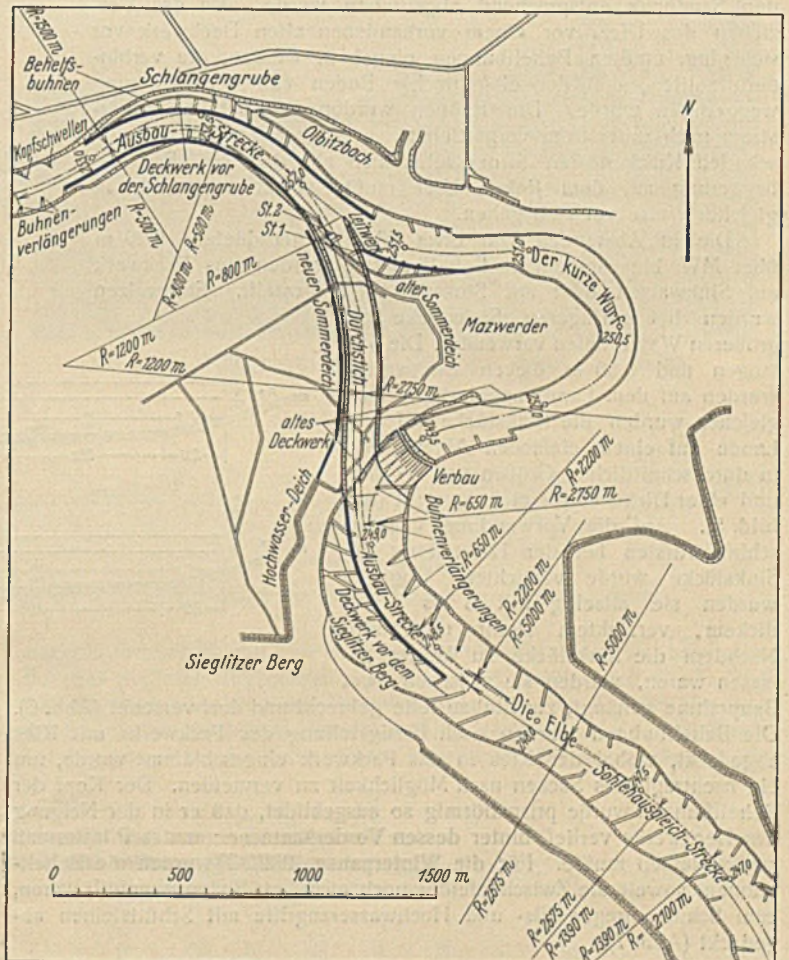


Abb. 2. Lageplan 1:30 000.

des von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg für die Elbe bearbeiteten Niedrigwasser-Regulierungsentwurfs aufgestellt worden. Die Linienführung wurde so gelegt, daß sich die verschiedenen Krümmungshalbmesser ohne Einschaltung von Zwischengeraden unmittelbar aneinander anschlossen. Als kleinster Halbmesser der Regulierungsachse waren 500 m zugelassen worden (Abb. 2).

Der Durchstich erhielt eine Länge von 1100 m. Er verkürzte die von Elbkm 249,200 bis Elbkm 251,800 reichende, also 2600 m lange Krümmung um 1500 m. Unterstrom des Durchstichendes wurde bis Elbkm 253,300 eine 1500 m lange und oberstrom des Durchstichanfanges bis Elbkm 248,300 eine 900 m lange Ausbaustrecke angeschlossen. Die Ausbaustrecken erhielten innerhalb der Streichlinien den gleichen Abflußquerschnitt wie der Durchstich. Auf der Strecke oberstrom von Elbkm 248,300 bis Elbkm 246,000, der Sohlengleichstrecke, wurde unter Beibehaltung des bisherigen Abflußquerschnitts eine Angleichung des Sohlengefälles an das unterstrom anschließende Sohlengefälle von 0,29‰ vorgenommen. Die durch den Durchstich bewirkte Laufverkürzung und die Gefällverhältnisse gehen aus den Längsschnitten (Abb. 3) hervor.

Die hydraulischen Berechnungen wurden für folgende Abflußmengen durchgeführt:

heute noch eine Normalbreite von 130 m vorhanden, die aber im Rahmen der Niedrigwasserregulierung der Elbe ebenfalls auf 120 m verringert werden wird. Die Mindesttiefe unter dem niedrigsten zu erwartenden Wasserstand soll 1,10 m betragen. Für die Krümmungen war der in Abb. 4b dargestellte unsymmetrische Abflußquerschnitt vorgesehen. Da der symmetrische Querschnitt nur für gerade Strecken galt, die nicht vorhanden waren, trat er nur an den Wendepunkten in Erscheinung, d. h. an den Stellen, an denen eine Krümmung in eine Gegenkrümmung überging. Diese Übergänge bedingten die Einschaltung von Übergangsstrecken. Bei größeren Wassermengen (höchstes schiffbares Wasser (Hsch.W) = 1800 m³/sek und höchstes Hochwasser (HHW) = 3400 m³/sek) traten im Durchstich zu hohe Geschwindigkeiten auf, die eine unerwünscht starke Räumungskraft befürchten ließen. Infolgedessen mußte für eine Entlastung gesorgt werden. Diese wurde durch eine entsprechende Höhenlage des am Durchstichanfang liegenden, den Elbe-Altarm absperrenden Verbaues erreicht. Die Höhenlage des Verbaues wurde so gewählt, daß über ihn und die anschließenden Vorländer so viel Wasser abgeführt wurde, daß die Geschwindigkeit im Durchstich auch bei höchstem Hochwasser nicht über 2,55 m/sek stieg.

²⁾ Dieser Wasserstand ist der für die Niedrigwasserregulierung der Elbe maßgebende Wasserstand; er entspricht der kleinsten beobachteten Abflußmenge und ist auf den Stromzustand des Jahres 1929 bezogen.

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 42.

Die Arbeiten sollten in vier Baujahren fertiggestellt werden. Im ersten Baujahr wurde im Eigenbetrieb gearbeitet, während die Arbeiten des zweiten bis vierten Baujahres durch einen Unternehmer ausgeführt wurden.

1. Baujahr. Das erste Baujahr war das Jahr 1931. Es wurde auf dem Durchstichgelände der Waldbestand abgeholzt. Die Stubben wurden gesprengt und durch einen Löffelbagger beseitigt. Der dabei gewonnene Boden wurde zur Auffüllung von Bühnenfeldern verkippt.

2. Baujahr. Es umfaßte im Jahre 1932 die Ausbaustrecke unterstrom des Durchstiches, insbesondere die Abflachung der scharfen Krümmung vor der Schlangengrube zwischen Elbkm 252,100 und 253,300. Die Abflachung wurde dadurch erreicht, daß das rechte, einbuchtende Ufer durch Vorbau eines Deckwerks teilweise bis zu 60 m vorgezogen und das linke, ausbuchtende Ufer mit der davorliegenden Sandbank entsprechend abgegraben wurde. Da das Vorziehen des Ufers vor einem vorhandenen alten Deckwerk vor sich ging, mußten Behelfsbühnen eingebaut werden, die verhindern sollten, daß der eingebrachte Boden von der Strömung weggerissen wurde. Die Bühnen wurden gestaffelt von oberstrom nach unterstrom vorgetrieben, um unter Vermeidung von scharfen Knicken den Strom allmählich abzudrücken. Die Abaggerung auf dem linken Ufer mußte selbstverständlich in gleicher Weise vor sich gehen.

Die in Abständen von etwa 80 m angeordneten, 0,20 m über MW hinausragenden Behelfsbühnen wurden aus Packwerk auf Sinkwalzen oder auf Sinkstücken hergestellt. Sinkwalzen wurden bei geringeren, Sinkstücke bei größeren Wassertiefen verwendet. Die 5 m langen und 0,50 m dicken Sinkwalzen wurden auf dem Lande angefertigt. Desgleichen wurden die Sinkstücke auf dem Lande auf einem einfachen Ablaufgerüst in durchschnittlichen Größen von 5-15 m und einer Dicke von 1 m hergestellt (Abb. 5). Auf die Verwendung von Faschinenwürsten bei der Herstellung der Sinkstücke wurde verzichtet. Dagegen wurden sie allseitig mit 3 bis 4 mm dickem, verzinktem Draht umschnürt. Nachdem die Sinkstücke zu Wasser gelassen waren, wurden sie zwischen zwei Bauprahme gehängt, zur Einbaustelle gebracht und dort versenkt (Abb. 6). Die Behelfsbühnen wurden nach Fertigstellung des Packwerks mit Kies abgedeckt, wobei der Kies in das Packwerk eingeschlämmt wurde, um ein nachträgliches Sacken nach Möglichkeit zu vermeiden. Der Kopf der Behelfsbühnen wurde prismaförmig so ausgebildet, daß er in der Neigung des Deckwerks verlief, hinter dessen Vorderkante er um das Pflastermaß zurückbleiben mußte. Für die Winterpause 1932/33 wurden die Behelfsbühnen, soweit die Zwischenfelder noch nicht mit Boden angefüllt waren, zum Schutze gegen Eis- und Hochwasserangriffe mit Schüttsteinen abgedeckt (Abb. 7).



Abb. 5. Herstellung eines Sinkstückes.

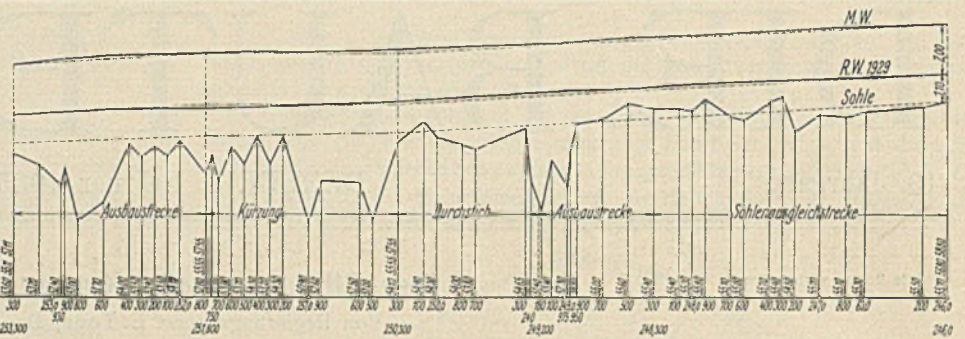


Abb. 3a. Längsschnitt in der alten Stromachse.

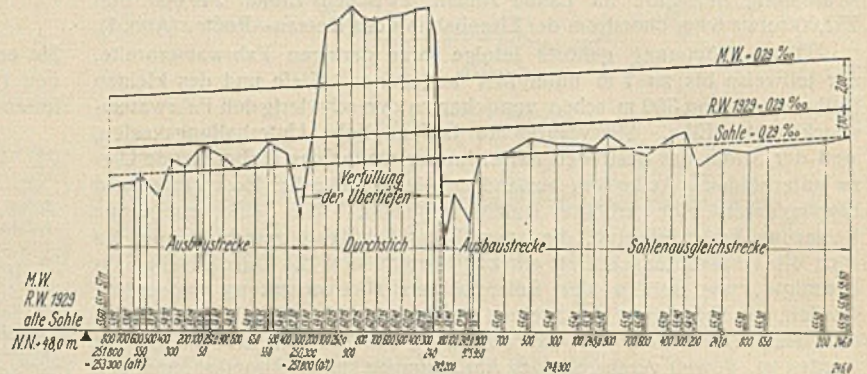


Abb. 3b. Längsschnitt in der Regulierungsachse.

Abb. 3. Längsschnitte.



Abb. 4. Querschnitte des Durchstiches.

Das Verfüllen der Felder zwischen den Behelfsbühnen geschah zunächst durch einen Spüler. Der zur Verfügung stehende Spüler war jedoch zu groß und infolgedessen unwirtschaftlich. Es wurde daher nach kurzer Zeit dazu übergegangen, den vom Schwimmbagger geförderten Boden mittels Klappschuten im Stauwasser der Bühnenfelder zu verklappen, durch einen auf Land stehenden Greifbagger wiederzugewinnen und einzubauen.

Die Anschüttung des Deckwerks (Abb. 8) wurde so angelegt, daß es mit der Vorderkante 0,50 m über MW hinausragte und nach dem Lande hin in einer Neigung von 1:200 anstieg. Die Deckwerksböschung einschließlich eines oberen Randstreifens von 1 m Breite wurde mit Pflastersteinen von 400 bis 600 cm² Kopffläche und 23 bis 25 cm Höhe abgeplästert. Das als Reihenpflaster herzustellende Pflaster sollte bis zu 35 cm über RW 1929 herunterreichen, mußte aber mit Rücksicht auf den jeweiligen Bauwasserstand höher angesetzt werden. Als unterer und oberer Abschluß der Pflasterung wurde je eine Pflasterpfahreihe ge-



Abb. 6. Versenken eines Sinkstückes.

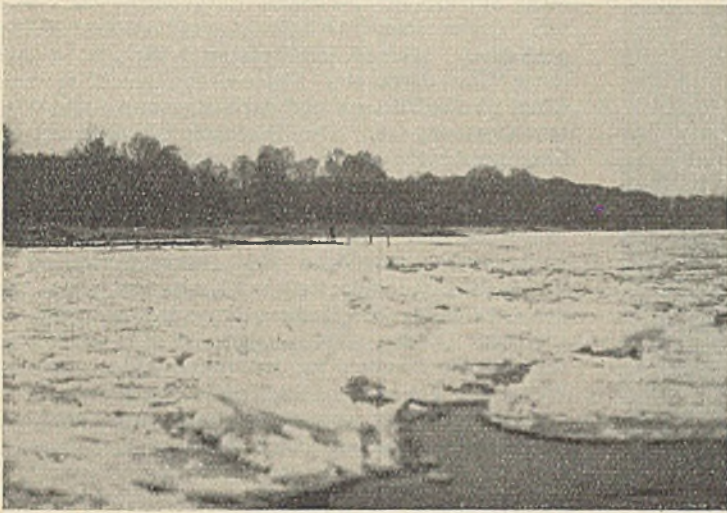


Abb. 7. Eisgang vor den Behelfsbuhnen.

schlagen. Anschließend an den 1 m breiten Pflasterstreifen wurde die Oberfläche des Deckwerks auf eine Breite von 30 m mit 10 cm Steinknack, weiter landeinwärts bis zum alten Ufer mit 10 cm Steinbruchabraum abgedeckt. Unterhalb des Pflasters schloß sich eine 30 cm hohe Steinschüttung an. Die Steinschüttung wurde bis 10 m vom Böschungsfuß an in die Flußsohle hineingezogen, nachdem hier ein 10 m breites Buschmattenband versenkt war. Die Buschmatten wurden in der gleichen Größe und in der gleichen Weise wie die Sinkstücke hergestellt, jedoch nur in 0,50 m Dicke. Ihre Verwendung war überall dort vorgesehen, wo die Flußsohle aus feinkörnigem Kies bestand. Sie sollten verhindern, daß der feine Kies durch den Stromangriff unter den Schüttsteinen ausgespült wurde und die Schüttsteine allmählich versackten.

Die Ablaufgerüste für die Sinkstücke und Buschmatten wurden oberstrom der Verwendungsstelle angelegt, damit die Sinkstücke und Buschmatten mit dem Strom eingeschwommen werden konnten. Dieser Einbauvorgang wurde aber zum Teil recht unbequem, wenn oberstrom geeignete Landwege oder genügende Wassertiefe zur Anfuhr des Baumaterials und zum Anschwimmen der Fahrzeuge fehlten. Infolgedessen wurde versucht, die Buschmatten gegen den Strom zu schleppen. Durch die paketartige Drahtumschnürung waren die Buschmatten in sich so fest, daß ein Auseinanderreißen nicht zu befürchten war. Einem Absinken beim Schleppen

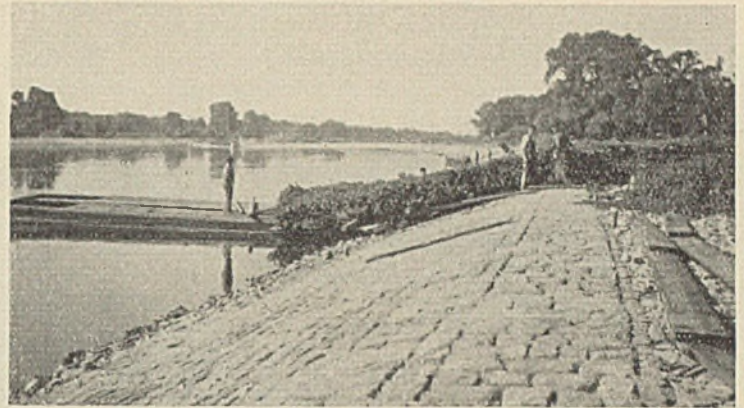


Abb. 9. Ablauf eines Sinkstückes auf einen Bauprahm.

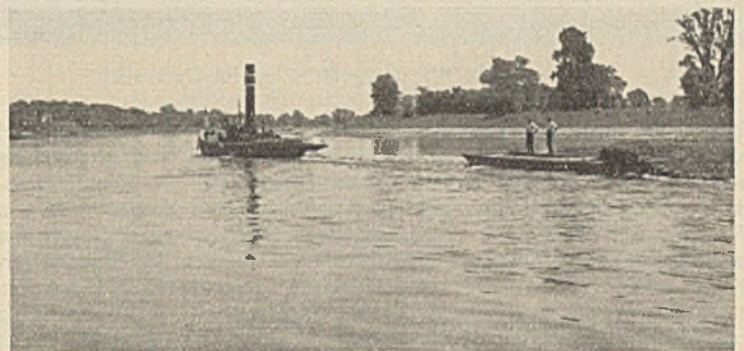


Abb. 10. Schleppen eines Sinkstückes gegen den Strom.

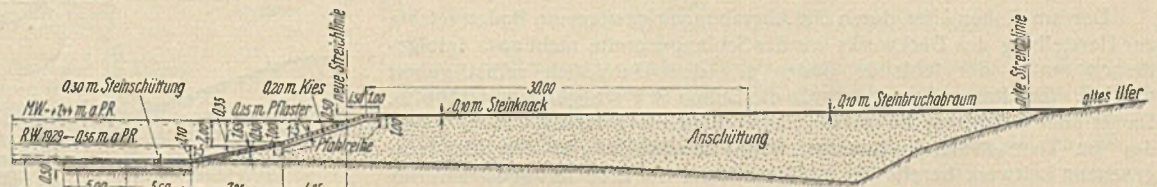


Abb. 8. Querschnitt durch das Deckwerk vor der Schlangengrube.

ringen Stromangriffs nur eine Steinpackung als Uferbefestigung angeordnet. Wo das Steilufer abgegraben werden mußte, schloß sich an die Steinpackung nach oben hin eine Rasenböschung an. Wo das Steilufer hinter die Strichlinie zurücktrat, wurde das Ufer deckwerkartig bis zur Strichlinie vorgezogen und mit Steinknack abgedeckt. Die Steinpackung erhielt

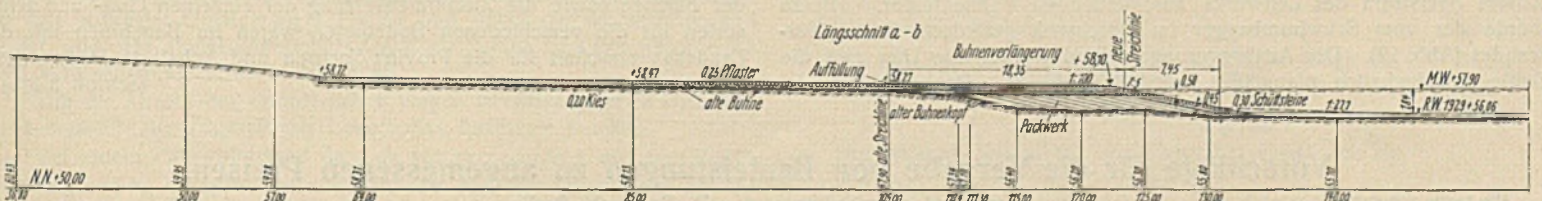
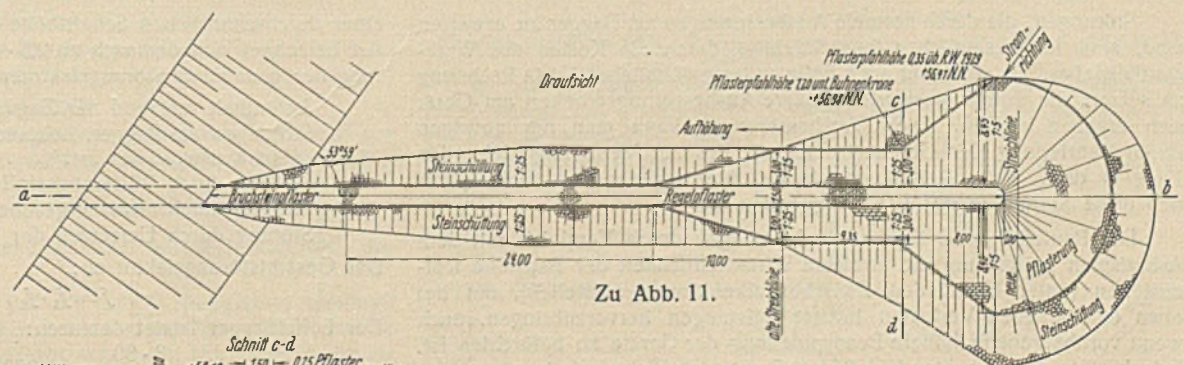


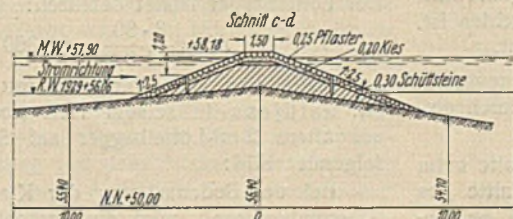
Abb. 11. Verlängerung und Aufhöhung einer Bühne.

wurde dadurch begegnet, daß sich die Buschmatten beim Ablauen vom vorderen Teil etwa 3 m weit auf einen flachen, viereckigen Bauprahm schoben (Abb. 9). Der hintere Teil der Buschmatten schwamm im Wasser nach. Nach Befestigung der Buschmatte auf dem Prahm wurde dieser von einem Dampfer in Schlepp genommen. In dieser Weise wurden die Buschmatten teilweise bis zu 1 km gegen den Strom geschleppt, ohne daß sich die geringsten Schwierigkeiten beim Schleppen oder irgendwelche Beschädigungen an den Buschmatten ergaben (Abb. 10).

An dem der Schlangengrube gegenüberliegenden, ausbuchtenden Ufer wurde infolge des ge-



Zu Abb. 11.



Zu Abb. 11.

nur als unteren Halt eine Pflasterpfahlreihe. Vor der Pflasterpfahlreihe wurde ein 1,5 m breiter Streifen Schüttsteine eingebracht.

Zur Abweisung des Stromes vom rechten Ufer am Ende des Deckwerks vor der Schlangengrube nach dem linken Ufer hin erhielten die beiden unterstrom des Deckwerks liegenden Bühnen Kopfschwellen, d. h. Stein-

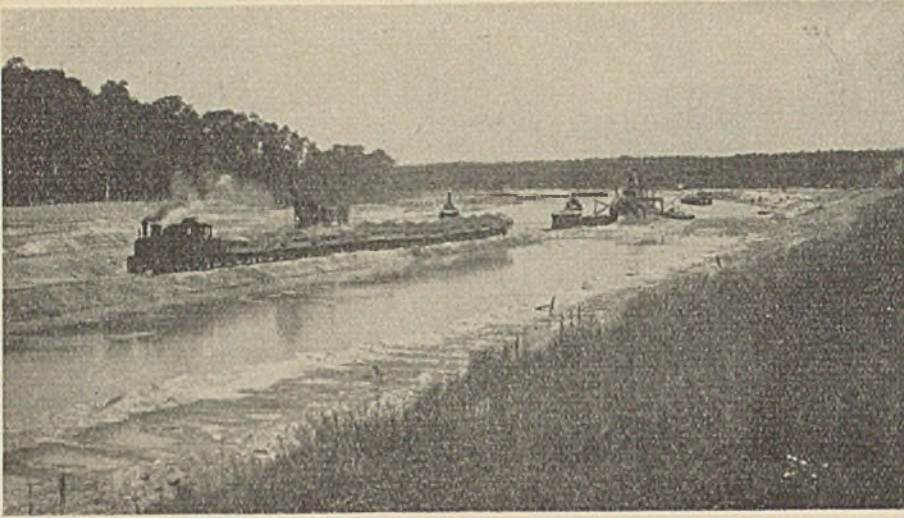


Abb. 12. Baggerarbeiten im Durchstich.

schüttungen auf Buschmatten in der Verlängerung der Bühnenachse, beginnend am Bühnenkopf bei 0,35 m über RW 1929 und gleichmäßig fallend bis zur Sohlenbegrenzungslinie (30 m von der Regulierungsachse). Die trapezförmige Steinschüttung hatte eine Kronenbreite von 1,5 m und war oberstrom 1:2, unterstrom 1:3 abgebösch. Unterstrom des deckwerkartigen Ausbaues des linken Ufers mußten drei Bühnen verlängert werden. Diese Bühnenverlängerung geschah in der üblichen dauerhaften Weise durch Packwerk auf Sinkstücken und Abpflasterung des Kopfes und der Krone. Die Bühnen erhielten ein Längsgefälle von 1:100. Die Verlängerung der Bühnen bedingte daher eine entsprechende Aufhöhung der alten Bühnenteile bis zur Wurzel (Abb. 11).

Der am linken Ufer durch die Abgrabungen gewonnene Boden reichte zur Herstellung des Deckwerks vor der Schlangengrube nicht aus. Infolgedessen mußte der fehlende Boden aus dem Durchstich selbst geholt werden. Zu diesem Zwecke wurde die Bühne St I weggebaggert (Abb. 2). Damit aber der Strom an dieser Stelle nicht die Führung verlor, wurde das am Durchstichende zwischen dem Durchstich und der Elbe vorgesehene Leitwerk bereits bis zur Streichlinie der Elbe fertiggestellt. Das durch das Leitwerk und die oberstrom liegende Bühne gebildete Bühnenfeld wurde bis zur Streichlinie zugefüllt und mit Steinknack abgedeckt. Gleichzeitig wurde nach dem Durchstich hin die entwurfsgemäße Böschung hergestellt und abgepflastert.

3. Baujahr. Zu den im Jahre 1933 auszuführenden Arbeiten gehörte zunächst die Verlängerung des Deckwerks vor der Schlangengrube nach oberstrom bis Elbkm 251,650 sowie die Verfüllung der im Elbe-Altarm oberstrom des Leitwerks anschließenden Bühnenfelder. Hierzu wurde der vom Schwimmbagger im Durchstich geförderte Boden verwendet (Abb. 12). Der Ausbaggerung folgend wurden die Ufer und die Sohle im Durchstich planmäßig befestigt (Abb. 13). Das einbuchtende,

dem Stromangriff besonders ausgesetzte Ufer wurde von 0,35 m über RW 1929 bis 0,50 m über MW abgepflastert, während das weniger gefährdete, ausbuchtende Ufer durch eine Steinpackung geschützt wurde. Oberhalb des Pflasters und der Steinpackung schloß eine Rasenböschung an. Der Böschungsfuß unterhalb der Pflasterpfahlreihe wurde durch Schüttsteine und, soweit erforderlich, in der Sohle durch ein 5 bis 10 m breites Buschmattenband gesichert. Neben der weiteren Ausbaggerung des Durchstiches war als Hauptarbeit die Ausbaustrecke oberstrom des Durchstichanfanges bis Elbkm 248,300 fertigzustellen. Am linken, einbuchtenden Ufer wurde das Deckwerk vor dem Sieglitzer Berg angelegt. Die am rechten, ausbuchtenden Ufer liegenden Bühnen wurden in der vorher schon erwähnten Weise bis zur neuen Streichlinie verlängert; jedoch ohne Verwendung von Sinkwalzen oder Sinkstücken, weil hier am ausbuchtenden Ufer infolge einer vorgelagerten Sandbank nur geringe Wassertiefen vorhanden und umfangreiche Auskolkungen später nicht zu erwarten waren.

Der zur Herstellung des Deckwerks erforderliche Boden wurde im Durchstich im Trockenbetrieb gewonnen und an der Einbaustelle von Land aus im Schutze der vorhandenen Bühnen vorgekippt. Die Abpflasterung und Abdeckung des Deckwerks mit Steinknack geschah in der gleichen Art wie vor der Schlangengrube. Auf die Abdeckung mit Steinbruchabraum landeinwärts der 30 m breiten Steinknackfläche wurde verzichtet. Dafür wurden diese Flächen mit

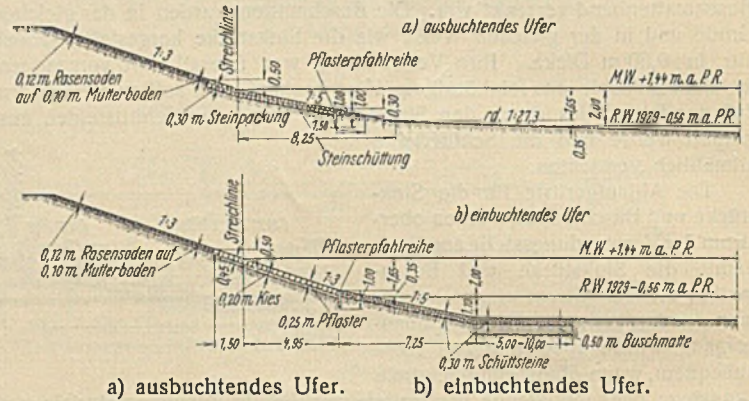


Abb. 13. Uferbefestigung im Durchstich.

Lupinen angesät und im darauffolgenden Jahre durch Ansaat von Gräsern in Wiesenflächen umgewandelt. Die Bearbeitung und Düngung der Flächen sowie die Zusammensetzung der einzelnen Gras- und Kleearten für die verschiedenen Bodenarten waren im Benehmen mit der Landesbauernschaft für die Provinz Sachsen und Anhalt in Dessau festgelegt worden. (Schluß folgt.)

Vorschläge für die Vergabe von Bauleistungen zu angemessenen Preisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Brugsch, Berlin.
(Schluß aus Heft 3).

Störungen, die durch normale Ausbesserungen am Bagger zu erwarten sind, sind im wesentlichen berücksichtigt durch die Kosten des Werkstattbetriebes. Es sind aber auch Fälle außergewöhnlicher Art in Rechnung zu setzen, die durch unerwartet größere Ausbesserungsarbeiten am Gerät sich ergeben können. Diese Ausbesserungen kann man nur abwägen durch Beurteilung der Gebrauchsfähigkeit des zur Verfügung stehenden Baggers usw. Es soll der normale Fall hier angenommen werden, für den diese Störungen mit 10% abgegolten werden.

Der Bauleiter muß täglich die Leistungen durch Vergleich mit dem Arbeitsplan prüfen, um die erreichte Wirtschaftlichkeit der Baustelle festzustellen (unter Umständen Zwischenkalkulationen aufstellen), um bei etwa entstandenen Verlusten höhere Leistungen hervorzubringen, auch wenn vorübergehend höhere Beanspruchung der Geräte zu befürchten ist, jedoch stets darauf achtend, daß das Gerät nicht Schaden nimmt.

Die Bagger müssen in der schmalen Baugrube mehrfach umgesetzt werden und sich tiefer einarbeiten, bis zur Baugrubensohle; dadurch entstehen Unterbrechungen des normalen Betriebes.

Um daher die Bewegungen des Baggers und seine Aufenthalte beim Umsetzen und Gleisverlegen festzustellen, müssen Arbeitschnitte des Baggers zeichnerisch dargestellt werden. Der Leistungsausfall im behandelten Bauwerk ist mit 5% ermittelt; die Leistung der Bagger bei

einer durchschnittlichen Schnitthöhe von 3 bis 4 m bei Boden schwererer Art berechnet sich demnach zu $2,5 \cdot 60 \cdot 0,53 \approx 80 \text{ m}^3/\text{Std.}$ und bei Beachtung der genannten Störungsfaktoren:

- Aufenthalt während der Zugverschlebung . . . $f_1 = 1,20$
- Störungen am Bagger, Lokomotiven- und Wagenpark usw. $f_2 = 1,18$
- Störung durch Witterungseinflüsse am Gleis . . . $f_3 = 1,1$
- Störung durch unvorhergesehene Ausbesserungen $f_4 = 1,1$
- Störung durch Umsetzen der Bagger $f_5 = 1,05$.

Der Gesamtstörungsfaktor zu:

$$f = f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_4 \cdot f_5 = 1,8.$$

Der Löffelbagger leistet demnach:

$$M = \frac{8 \cdot 80}{1,8} = \text{rd. } 360 \text{ m}^3 \text{ je 8-Std.-Schicht.}$$

Zieht man den Vergleich mit den praktischen Erfahrungen von Dr. Rathjens in seinem Heft über Trockenbaggerbetriebe, die sich auf ältere 2-m³-Löffelbagger auf Schienen beziehen, so ergibt sich folgendes Bild:

Bei der Bodenart von der Klasse IV nach Rathjens, d. s. Mergel (Geschiebemergel), wird die tatsächliche Leistung unter Benutzung der Ergebnisse mehrerer praktischer Ausführungen zu 31,25% der theoretischen

tischen Leistung ermittelt. Die Leistung der Bagger in 8 Std. beträgt dann beim Raupenbagger mit 1 m³ Löffelinhalt:

$$\frac{8 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot 60 \cdot 31,25}{100} = \text{rd. } 400 \text{ m}^3/8 \text{ Std.}$$

Das Ergebnis stellt sich um etwa 4 bis 5 % höher. Es ist aber zu bedenken, daß die Erdarbeiten bei Schleusenbauten nicht so gleichmäßig verlaufen wie bei den von Dr. Rathjens behandelten Trockenbaggerbetrieben.

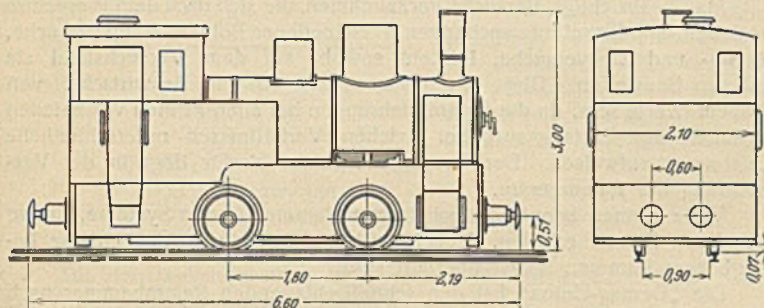
Die Baggerleistung von durchschnittlich 360 m³/8 Std. wird daher dem Bauprogramm zugrunde gelegt.

Bei der Bestimmung der Fördergeräte ist zu bedenken, daß die Durchschnittsleistung an günstigen Arbeitstagen überschritten werden kann.

Grundsatz bei der Bestimmung der Anzahl Lokomotiven und Wagen ist: möglichst großes Fassungsvermögen der Kippwagen und leistungsfähige Lokomotiven.

Starke Maschinen schon deshalb, um auch bei verschmutztem Gleis und hierdurch verursachter, größerer Reibungszahl die Wagenzüge ohne Anwendung von Schiebelokomotiven bewältigen zu können.

Der Bieter stellt aus seinem Gerätepark für diesen Bau fest an Lokomotiven, 900-mm-Spur und 160 bis 200 PS, dann Selbstentlader (Kruppsche bzw. Bauart Orenstein & Koppel) mit einem Fassungsvermögen gestrichen von 4 m³. Die Tafel der Loks (Abb. 4) enthält die hauptsächlichsten Daten, die der Gerätekarte entnommen sind.



Lokomotive . . .	900-mm-Spur	Raddurchmesser . . .	775 mm
Inventar . . .	Nr.	Kleinster Kurven-	
Leistung . . .	180 bis 200 PS	halbmesser . . .	50 m
Geschwindigkeit . . .	11 km/Std.	Dienstgewicht . . .	23 000 kg
Zugkraft . . .	3600 km	Leergewicht . . .	19 000 kg
Fabrikat . . .	Firma	Kohlenverbrauch . . .	etwa 150 kg/Std.
Type . . .	2/2 gekuppelt	Ölverbrauch . . .	Maschinenöl etwa 0,2 kg
Baujahr . . .	1931	Zylinderöl etwa 0,17 kg	
Anschaffungsjahr . . .	1931	Raum für Kohle . . .	1 m ³
Radstand . . .	1800 mm	Raum für Wasser . . .	1,65 m ³

Abb. 4.

Die folgende Entwicklung wird in den seltensten Fällen durchgeführt. Sie ist aber von Bedeutung für die Festlegung des Betriebsplanes und zur Vermeidung einer unnötigen hohen Beanspruchung des Geräteparkes. Im Unterlassungsfalle wird der Gerätebedarf zu willkürlich festgelegt, so daß entweder Gerätemangel eintritt und daher die Wirtschaftlichkeit leidet, oder das zuviel angelieferte Gerät stellt eine unnötige Reserve dar und wird außerdem schlecht behandelt.

Um die Anzahl der erforderlichen Wagen in einem Zuge zu ermitteln, muß zunächst die Zugkraft der Lokomotive bestimmt werden.

Bei einem Fahrwiderstand der Lok von $w_l = 10 \text{ kg/t}$ und der Wagen von $w_w = 8 \text{ kg/t}$ ergibt sich die Zahl der von der Lokomotive zu befördernden Wagen zu:

$$n = \frac{Z - G(w_l + s_m)}{q_0(w_w + s_m)}$$

G = Dienstgewicht der Lok in t = 23 t,

s_m = Steigung in ‰,

q_0 = Wagengewicht beladen.

Die vorkommende größte Steigung wurde aus dem Arbeitsplan der Bagger festgestellt zu 20 ‰. Die gewählten Lokomotiven können daher

befördern je: $n = \frac{3600 - 23(10 + 20)}{9,6(8 + 20)} \approx 10$ bis 11 Wagen.

Die Leistung der Bagger und der Zugumlauf bestimmt andererseits die Anzahl der Wagen und der Züge.

Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die für die Kalkulation zugrunde gelegte Leistung an günstigen Tagen mitunter wesentlich überschritten werden kann, da ja der Bauleiter bedacht sein muß, Höchstleistungen zu erzielen und die Verluste schlechter Betriebstage, durch Störungen irgendwelcher Art, wettzumachen.

Um die erreichbare Höchstleistung der Bagger zu ermitteln, hat man lediglich die Störungsfaktoren zu berücksichtigen und die in der Kostenberechnung festgesetzte Normalleistung mit dem Produkt der Faktoren, mit Ausnahme des Störungsfaktors durch Aufenthalt beim Verschieben der Züge am Bagger, zu multiplizieren:

$$M_1 = M \cdot f.$$

Das Produkt der Störungsfaktoren beträgt

$$f = f_2 \cdot \dots \cdot f_5 = 1,18 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,05 \approx 1,40,$$

somit

$$M_1 = 360 \cdot 1,40 = 500 \text{ m}^3/\text{Schicht.}$$

Nach den Mitteilungen von Dr. Rathjen würde man die zu erreichende Höchstleistung der Bagger mit 70 % der Durchschnittsleistung bemessen müssen, ein Satz, der sicherlich zu hoch ist. Man müßte überlegen, ob der Einsatz von Gerät unter Zugrundelegung dieser Höchstleistung sich geldlich rechtfertigt, da das Gerät zumeist unbenutzt bleibt, aber jederzeit zum Einsatz zur Verfügung stehen muß. In seinem Buch über „Kostenberechnung und Baugeräte im Tiefbau“ erklärt H. Eckert, daß der erforderliche Umfang des Fahrparkes mit einer Leistungsüberschreitung von 35 % des Durchschnitts genügt. Leider sind beide Angaben zu willkürlich gegriffen und durch die Praxis nicht nachgewiesen.

Zur Feststellung des Laderaumes der Züge muß man die durchschnittliche Zeit bestimmen, die der Zug benötigt, von dem Augenblick an, wo er den Bagger verläßt, bis zu dem Zeitpunkt, wo der gleiche Zug leer am Bagger zur Beladung bereitsteht, d. h.

Zeitaufwand für Vollfahrt + Kippzeit + Zeit für Kohlen- und Wassernehmen + Leerfahrt + Rangierzeit:

$$T = \left(\frac{2l}{v} + t_u + t_k + t_b \right)$$

l = mittlere Förderweite in m (2000 m)

v = Geschwindigkeit in m/min

t_u = Zeit für Umrangieren

t_k = Zeitverbrauch auf der Kippe

t_b = Zeitaufwand beim Kohlen- und Wassernehmen.

Die entsprechenden Zahlenwerte sind:

$$v = 200 \text{ m/min}$$

$$t_u = 3 \text{ min}$$

$$t_k = 10 \text{ min (bei schweren Böden und bei eisernen Selbstentladern)}$$

$$t_b = 10 \text{ min (Durchschnitt).}$$

Hiernach berechnet sich die Umlaufzeit zu

$$T = \frac{2 \cdot 2000}{200} + 3 + 10 + 10 = 43 \text{ min.}$$

Es muß nunmehr untersucht werden, um die Leistung der Bagger bei geringster Zugzahl auszunutzen, wieviel Wagen in jedem Zuge benötigt werden. Diese Ermittlung ist von großem Werte für den Bauleiter, der hiernach seine Anordnungen treffen muß. Man vermeidet so manche Enttäuschung.

Die Zahl der erforderlichen Zugspiele ist $z_1 = \frac{M}{n i_w}$, worin

M = die in der Schicht zu befördernde Bodenmasse,

n = Anzahl der Wagen im Zuge und

i_w = Wageninhalt (feste Masse).

Die Zahl der Zugspiele je Zug ist

$$z_2 = \frac{t_{\text{Sch}}}{T_l}, \text{ worin } t_{\text{Sch}} \text{ Betriebszeit (Schicht) und } T_l \text{ die gesamte Umlaufzeit eines Zuges bedeutet.}$$

Hieraus ergibt sich die Zahl der benötigten Züge zu

$$Z_z = \frac{z_1}{z_2} = \frac{M T_l}{n i_w t_{\text{Sch}}}$$

Die gesamte Umlaufzeit des Zuges berechnet sich zu

$$T_l = n t_w + \frac{2l}{v} + t_n + t_k + t_b.$$

Hier bedeutet t_w = Zeit für die Beladung eines Wagens. Diese Füll-

zeit wird bestimmt zu $t_w = \frac{i_w 60}{2,5 \cdot 1,0 \delta} = \frac{4,0 \cdot 0,65 \cdot 60}{2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,53} = 118 \text{ sek. (} \delta \text{ s. S. 62.)}$

Zu berücksichtigen ist der Aufenthalt des Zuges während des Baggerns. Diese Rangierzeit kann mit 20 % veranschlagt werden, so daß sich eine Füllzeit für den Wagen von $1,2 \cdot 118 \approx 140 \text{ sek}$ oder 2,4 min ergibt. Die gesamte Umlaufzeit eines Zuges berechnet sich demnach zu $T_l = (n \cdot 2,4 + 43) \text{ min}$ und somit die Zahl der benötigten Züge zu

$$Z_z = \frac{M T_l}{n i_w t_{\text{Sch}}} = \frac{M(n \cdot 2,4 + 43)}{n i_w t_{\text{Sch}}}$$

hieraus die je Zug erforderliche Wagenzahl

$$n = \frac{M \cdot 43}{Z_z i_w t_{\text{Sch}} - M \cdot 2,4}$$

Man soll die Zahl der erforderlichen Züge so gering als nur irgend möglich wählen. Bei zwei Zügen ist eine Wagenzahl erforderlich, bei einer Durchschnittsleistung von 360 m³/Schicht von

$$n = \frac{360 \cdot 43}{2 \cdot 4,0 \cdot 0,65 \cdot 480 - 360 \cdot 2,4} = 10 \text{ Wagen.}$$

Die eingesetzten schweren Lokomotiven von 160 bis 200 PS vermögen derartige Züge auch bei den stärksten Steigungen zu befördern.

Berücksichtigt man die an besonders günstigen Arbeitstagen mögliche Höchstleistung von 500 m³ je Schicht, und nimmt man an, daß die Kippzeit durch Leistungserhöhung der Kippmannschaft bzw. durch Verstärkung der Kippbelegschaft die gleiche bleibt, so sind bei zwei Zügen

$$n = \frac{500 \cdot 43}{2 \cdot 2,6 \cdot 480 - 500 \cdot 2,4} = 16 \text{ Wagen je Zug}$$

erforderlich; diese Zuglänge ist nur bei mäßiger Steigung von den Lok. zu bewältigen. Man muß daher drei Züge mit einer Wagenzahl von

$$n = \frac{500 \cdot 43}{3 \cdot 2,6 \cdot 480 - 500 \cdot 2,4} = 8 \text{ Wagen einlegen.}$$

Es ist nicht notwendig, die erforderlichen Lokomotiven zu bestimmen für den Fall, daß beide Bagger die Höchstleistung gleichzeitig hervorbringen, da das praktisch kaum eintreten wird; äußerstenfalls könnte man die Lok.-Reserven heranziehen oder vorübergehend die Lok. des Maschinenpfluges benutzen.

Wichtig ist die Untersuchung über die Aufnahmefähigkeit der Kippen. Wenn auch die Bagger bei richtigem Ansatz der Schnitte Leistungen erzeugen, die durchaus den Erwartungen entsprechen, wird man beim Baggerbetrieb oft die Beobachtung machen müssen, daß die Baggermassen von den Kippen nicht aufgenommen werden können, da Gleisrückungen erforderlich sind oder die Kippen besetzt sind, so daß die fertig beladenen Züge und Bagger unnötig warten müssen.

Die Kippmassen werden im vorliegenden Falle vom Ufer nach dem Fluß zu vorgeschüttet. Ein besonders günstiger Fall, da das Gleis nicht gehoben, sondern lediglich in der gleichen Höhenlage vorgetrieben werden braucht.

Die örtliche Prüfung hat ergeben, daß ständig zwei Kippen von je etwa 300 m Länge eingerichtet werden können. Außerdem ergibt sich eine weitere Kippmöglichkeit auf einer entsprechenden Länge zur Hinterfüllung der Schleuse.

Die Kipp-Periode, d. h. die Zeit vom Beginn der Kippe bis zum erforderlichen Rücken der Gleise, muß festgestellt werden. Der geschüttete Boden bildet beim Schütten einen Böschungswinkel, innerhalb dessen auch bei frisch geschüttetem Boden keine Absturzgefahr für die Züge besteht. Beim Abstürzen weiterer Bodenmassen bildet sich ein Vorland, dessen Winkel um etwa 1 bis 2° größer ist als der erwähnte Böschungswinkel und das nach dem Gleisplanum zu einen Überhang bildet (s. Abb. 5), der durch die abgestürzten Massen mitgerissen wird.

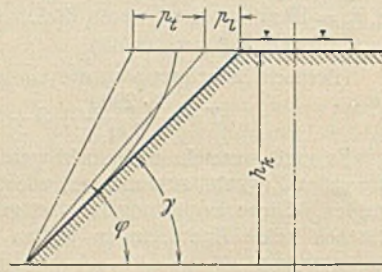


Abb. 5.

Bei schwerem Boden und einer Kipphöhe von i. M. 5 m beträgt dieses Vorland (nach Versuchen von Papenberg)

$$p_l = 0,11 h_k = 0,55 \text{ m.}$$

Wird nun weiterer Boden abgekipp und durch den Pflug vorgetrieben, so entsteht ein neuer Vortag. Der Maschinenpflug hat eine Ausladung von 2,70 m, und somit berechnet sich bei einer Schwellenlänge von 1,80 m der Vortag zu $p_l = 2,70 - (0,90 + 0,55) = 1,25 \text{ m}$.

Nunmehr kann man die Leistungsaufnahme der Kippen für eine Periode berechnen. Sie beträgt für 1 m Kipplänge

$$\frac{1,0 \delta p_l h_k}{2}$$

(Dreieckfläche gerechnet);

δ ist die Auflockerung, die bei schwerem Boden $\delta = 0,87$ beträgt. Die 300 m langen Kippen vermögen daher jede an Bodenmassen aufzunehmen:

$$\frac{300 \cdot 0,87 \cdot 1,25 \cdot 5,0}{2} \approx 820 \text{ m}^3.$$

Bei der der Kalkulation zugrunde liegenden Baggerleistung von durchschnittlich 360 m³/Schicht reicht eine Kippe beim Baggerbetrieb beider Löffelbagger über eine Schicht und bei der erhöhten Baggerleistung von insgesamt 1000 m³/Schicht ungefähr $\frac{3}{4}$ Schichtzeit. Da zwei Kippen angelegt werden sollen, so liegt hierin eine genügende Reserve.

Umspundung der Baugrube.

Die Erd- und Betonarbeiten müssen in trockener Baugrube ausgeführt werden. Die Baugrube ist daher wasserdicht zu umschließen. Die beste Lösung wäre die Herstellung eines Fangdammes durch hölzerne, noch besser durch eiserne Spundbohlen. Dichtende Füllung der Zwischenräume mit Gartenerde, lehmigem Sand oder Ton und Sand u. dgl. Da die angetroffenen Bodenschichten ein Aufquellen von Grundwasser nicht befürchten lassen, würde die Baugrube leicht trockenlegen sein. Die Kosten derartiger Fangdämme sind aber erheblich, so daß man aus wirtschaftlichen Gründen zu dem einfacheren Verfahren der Einfassung mittels eiserner Spundwände übergehen muß. Diese Bauart hat sich in

vielen ähnlichen Fällen sehr gut bewährt, bedarf aber einer besonders guten Absteifung gegen etwaigen Wasserdruck bei Hochwassergefahr. Denn ein Eindrücken der Spundwand bei starkem Wasserdruck würde Neurrammungen und Schäden in der Baugrube verursachen.

Die Pumpensumpfe werden seitlich der Spundwände angelegt. Den längs der Spundwände stattfindenden Wasserandrang wird man durch kleine Kanäle mit Gefälle fassen und den Pumpen zuführen. Quellen innerhalb der Baugrube werden ebenfalls zum Pumpensumpf geleitet.

Nach statischer Untersuchung wird von deutschen Profilen (Hoesch, Klöckner, Krupp, Larssen) das Profil Larssen III bestimmt, mit den Abmessungen:

Breite	400 mm	} Widerstands- moment 1363 cm ³ .
Dicke	14,2 "	
Höhe	123,5 "	
Gewicht	155 kg/m ²	
Gewicht	$g = 62 \text{ kg/m}$	

Dieses Profil¹⁾ steht aus früheren Ausführungen der Baufirma in den passenden Längen zum Teil zur Verfügung. Über die Vorteile des einen oder anderen Profils liegen Erfahrungen noch nicht genügend vor. Bei Larssen liegen bekanntlich die Schlösser in der Wandachse. Das günstigste Widerstandsmoment des gesamten Querschnitts ist abhängig von der Reibung im Schloß $W_g = \alpha W$, wobei W das Widerstandsmoment des gesamten Querschnitts bedeutet.

Man beabsichtigt, Versuche vorzunehmen, die sich nach dem Programm beziehen, auf Einzeluntersuchungen verschiedener Bohlen, Biegeversuche, Ramm- und Ziehversuche, letztere sowohl auf dem Versuchstand als auf den Baustellen. Diese Versuche werden für die Bauwirtschaft von großem Werte sein, da die Rammerfahrungen bei allen Firmen verschieden ausfallen und bislang auch bei gleichen Verhältnissen unterschiedliche Leistungen aufweisen. Der wesentliche Grund hierfür liegt in der Verwendung der Rammgeräte.

Viele Firmen benutzen noch immer Rammen älterer Systeme, die an sich ihren Zweck erfüllen, jedoch wirtschaftlich durch neuzeitliche beweglichere Rammen längst überholt sind.

Die „Demag-Union“ hat den schnellschlagenden Rammhammer nach eigenem System²⁾ in Deutschland eingeführt, der eine außerordentliche Beweglichkeit besitzt. Er läßt sich mit Hilfe eines Krans leicht von einer Rammböhlle zur anderen versetzen und kann ohne Gerüst, auf die Bohle wie ein Reiter gesetzt, die Rammarbeit verrichten.

Die für vorliegende Baustelle zur Verfügung stehenden Rammhämmer in der Größe R 20, mit 200 mm Zylinderdurchmesser und 400 mm Schlaghub, bei einer Schlagzahl von 240/min, haben ein Gewicht von je 3000 kg und leisten eine Schlagarbeit von 260 000 kgm bei einem mittleren Druck von 8 atü. Die Arbeit einer unmittelbar wirkenden Ramme von 2500 kg Dampfbargewicht beträgt dagegen nur rd. 92 000 kgm. Ein weiterer Vorteil ist die ununterbrochene Schlagfolge, die die zu rammende Bohle nicht zur Ruhe kommen läßt, so daß ein Kleben der Eisen im schweren Boden verhindert wird.

Zur Inbetriebsetzung der Rammhämmer sind zwei auf Prahmen schwimmende Rammausrüstungen vorgesehen. Sie bestehen aus verankerten Auslegermasten, an deren Kreuzung ein Flaschenzug angebracht ist, der den Rammhammer trägt. Die Führung der Hämmer, obgleich sie unbeweglich auf den Bohlenköpfen ruhen, geschieht zur Sicherheit durch seitlich der Hämmer befestigte Larssen-Profilabschnitte, die in die schon gerammten Eisen eingreifen und so dem Hammer genügenden Halt geben.

Um die eisernen Spundbohlen mit Sicherheit in eine senkrechte Lage zu bekommen und das Voreilen der Spundbohlen zu vermeiden, werden die Eisen fachweise gerammt. Ein auf Prahmen schwimmender Kran (Universalgerät) fädelt die Eisen auf eine gewisse Strecke ein. Dann rammt man die unten abgeschrägte erste und letzte Larssenbohle zuerst ein, darauf folgen die übrigen. In der Zwischenzeit werden weitere Bohlen in der gleichen Weise aufgestellt und eingefädelt. Die Führungsbohlen rammt man nicht gleich auf die richtige Tiefe ein, sondern abschnittsweise mit den übrigen. Da der Rammhammer leicht bewegt werden kann, ist dieses Rammverfahren erfolgreich.

Bei zweckmäßiger Einrichtung für Förderung und Einsetzen der Rammeisen können gute Leistungen erzielt werden.

Nach Erfahrungen schwanken die Leistungen bei etwa 6 bis 8 m Rammtiefe zwischen 30 und 60 Eisen in einer Schicht von 8 Stunden. In Amerika sind auf einer Baustelle in 8 Stunden 94 Stück Larssen-Eisen täglich gerammt worden.

Die für die Baustelle gewählten Geräte sind ein Dampfkran, der auf drei zusammengesetzten eisernen Prahmen schwimmt und das Heranbringen und das Einfädeln der Larssen-Eisen besorgen soll, ferner zwei Rammhämmer, die je mit einem Dampfkessel und einer Winde auf zwei zusammengekoppelten eisernen Prahmen schwimmen. Bei fach-

¹⁾ Vgl. Beton-Kalender 1935 II, S. 34.

²⁾ Bautechn. 1933, Heft 41, S. 589.

kundiger Leitung durch geübte Ramppoliere, kann die Rammleistung bei schwerem Boden mit durchschnittlich 8 m in einer Schicht von 8 Stunden angesetzt werden.

Um die Kosten für die Rammisen einzuschränken, wird die Schleusen-Baugrube in drei, den Massen nach gleiche Abschnitte eingeteilt. Der dritte Abschnitt wird, nach dem graphischen Programm, erst gerammt, wenn genügend Rammisen des ersten Abschnitts freigegeben und gezogen werden können.

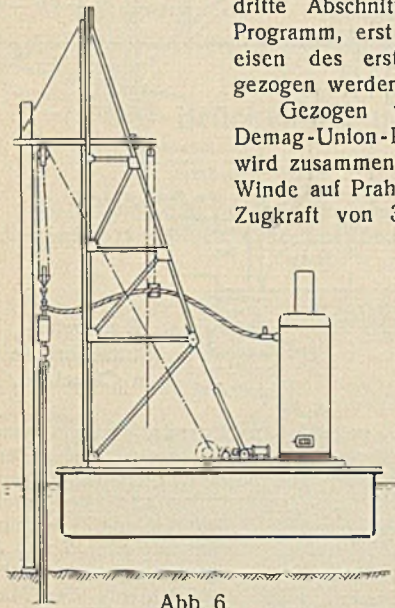


Abb. 6.

400 m im ersten Abschnitt,
300 m im zweiten und
250 m im letzten Abschnitt stromaufwärts

zus. 950 m.

Aus den täglichen, oben angegebenen Rammleistungen lassen sich die Arbeitsschichten leicht berechnen.

Der Aufbau der Geräte ist so berechnet, daß die Ramarbeiten der Ramme Nr. 1 am 22. Oktober des ersten Jahres beginnen können. Beide Rammisen werden in der Mitte des ersten Abschnitts angesetzt, Rammhammer 1 arbeitet flußabwärts zu, Nr. 2 stromaufwärts, letztere setzt die Arbeit im zweiten Abschnitt anschließend fort, während die Ramme 1 umgesetzt werden muß. Sobald die Ramme 2 den Anteil des zweiten Abschnitts gerammt hat, wird sie abmontiert. Die Prahme werden für den Pfahlzieher umgebaut.

Den letzten Abschnitt rammt die Ramme 1 allein fertig. Näheres ist aus dem Arbeitsplan zu ersehen (Abb. 3).

Im Arbeitsplan sind die Ramarbeiten zeitlich so festgelegt, daß die Ramme 1 am 22. Oktober des ersten Baujahres beginnen soll.

Da Störungen nur durch Hochwasser und Eisgang zu befürchten sind, so kann Ramme 1 diese erste Arbeit bis zum 6. Februar des zweiten Baujahres beenden. Der letzte Abschnitt kann erst gerammt werden, wenn die Spundeisen des ersten Teiles frei werden.

Die letzte Arbeit ist daher zu leisten vom 1. Juli bis zum 20. August des zweiten Baujahres (s. Bauprogramm).

Die zweite Ramme ist am 1. November des ersten Baujahres betriebsfertig und rammt ununterbrochen durch bis zum 28. Februar des zweiten Baujahres.

Entsprechend den angegebenen Leistungen des Pfahlziehers sind die Termine im Arbeitsplan festgelegt. Um die Spundeisen für den letzten Teil frei zu bekommen, beginnt die Arbeit des Pfahlziehers am 15. Juni und dauert bis zum 28. Juli des zweiten Baujahres; dann werden die freiwerdenden Eisen des flußabwärts liegenden ersten Abschnitts gezogen und schließlich diejenigen der beiden letzten Baugrubenabschnitte in der Zeit vom 15. Januar bis 8. Mai des dritten Baujahres. Im ersten Baugrubenabschnitt werden nämlich nur die Eisen verfügbar, die nach Fertigstellung der Schleusenmauern und Dichtung der eisernen Spundwand mittels Quereisen und Ton, Beton od. dgl. anschließend an die Schleusenmauern entfernt werden können, so daß der abwärts gelegene Baugrubenteil des ersten Abschnitts trocken gehalten werden kann, bis auch hier die Arbeiten beendet sind.

Nach diesen vorbereitenden Arbeiten, die zweckmäßig an der Baustelle erledigt werden, kann mit der Aufstellung des endgültigen Arbeitsplanes, der Selbstkostenermittlung und des Wirtschaftsplanes im Zentralbüro begonnen werden. Durch Versuchsrechnungen muß nochmals festgestellt werden, welches Arbeitsverfahren und welches Gerät am wirtschaftlichsten arbeitet. Sollte die vom Bauherrn gestellte Frist zu kurz sein und, wie das häufig der Fall ist, eine Verbilligung der Ausführung durch Verlängerung der Bauzeit und bessere Ausnutzung der Geräte erreichbar sein, so sind Vorschläge zu machen.

Die Hauptarbeit der Kostenberechnung kann sich aber auf die Leistungsermittlung und Materialkosten beschränken. Alle sonstigen Kostenteile, wie Abschreibung und Verzinsung der Geräte und Maschinen, Frachten, Bauzinsen, Allgemeine Geschäftskosten, Unternehmergewinn usw. werden von den Bietern im gleichen Sinne behandelt, so daß irgendwelche Überlegung über den Einsatz dieser Größen wegfallen kann.

Wird die Bearbeitung der Selbstkosten in diesem Sinne in den Ausschreibungsunterlagen vorgeschrieben, dann wird eine einwandfreie Preisermittlung ermöglicht und die vergleichende Prüfung der Angebote erleichtert.

Willkürliche Eingriffe in die Preisbemessung fallen dann fort und der wirtschaftlich und technisch beste Vorschlag wird dann mehr Erfolg haben, den Auftrag zu erhalten, als ein Schleuderangebot, bei dem rücksichtslos auf Werte verzichtet wird. Die zwangsweise Erziehung der Baubetriebe zur Anwendung gesunder Kalkulationsgrundlagen wird die Bauwirtschaft dann auf den Weg führen, der im Sinne der Volksgemeinschaft liegt, d. h. Erfolg nur durch Leistung.

Vermischtes.

Die Erweiterungsbauten im Hafen von Sunderland bestehen nach einem Bericht in Dock Harbour 1934, Nr. 169 (November), aus einem neuen Kai von 325 m Länge mit einer Wassertiefe von 9,2 m bei NW. Damit ist eine neue Hafenfäche von 245 a gewonnen. Am Kai steht ein neues zweistöckiges Lagerhaus aus Eisenbeton von 92 x 23 m mit einer Laderampe von 1,06 m Höhe. Von der hochliegenden Uferstraße führt eine Brücke unmittelbar auf das Dach des Lagerhauses. Brücke und Lagerhausdach sind für Lastfahrzeuge bis zu 10 t berechnet. Am Kai

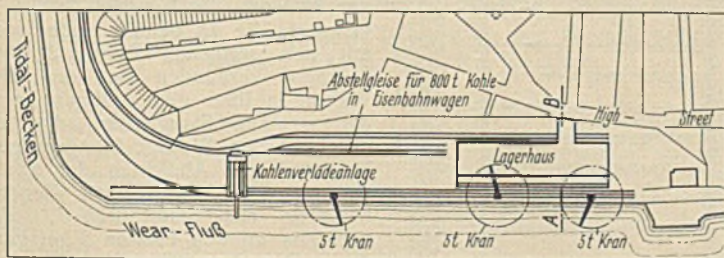


Abb. 1.

sind drei elektrische Laufkrane vorgesehen, die unmittelbar vom Schiff die Lastwagen auf dem Lagerhausdach beladen können und umgekehrt. Gleichzeitig wurde eine neue Kohlenverladeanlage mit 600 t Stundenleistung errichtet, neben der sich Abstellgleise für 800 t in Eisenbahnwagen verladener Kohle befinden (Abb. 1). Die Kohlenverladeanlage besitzt einen Wagenkipper mit Aufzug, der Wagen bis 20 t kippen kann. Die Kohlen gelangen in einen in der Anlage angeordneten Bunker. Die Kipperleistung beträgt 30 Wagen je Stunde. Vom Bunker gelangen die Kohlen auf einen Plattenbandförderer, der sie auf den zum Schiff führen-

den, aus Leinwand und Gummi bestehenden Bandförderer von 1220 mm Breite mit einer Fördergeschwindigkeit von 75 m/min befördert. Das Förderband ruht in einem teleskopartig verschiebbaren Träger mit einer größten Ausladung von 13 m, der in einem auf dem Kai verfahrbaren Portal in der Höhe verstellbar gelagert ist. Der Förderbandträger ist am Portal und am Kipper durch Universalgelenke befestigt, so daß auch seitliche

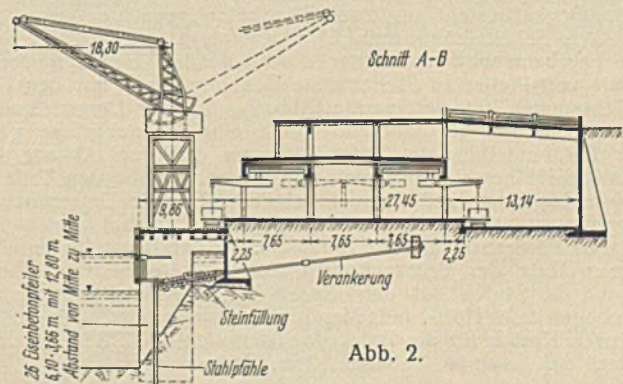


Abb. 2.

Verschiebungen zwischen Portal und Kipper möglich sind. Am Ende des Förderbandes ist eine Schurre vorgesehen. An der Wasserseite des Kais wurden 26 Betonpfeiler von 80 bis 90 t Gewicht je 18,3 m hoch, 15,25 m über HW-Stand, abgesenkt. Die Betonpfeiler wurden durch Eisenbetonquerträger verbunden. Die Betonpfeiler wurden mittels Druckluft abgesenkt, nachdem Versuche, sie in offenen Gruben abzusenken, wegen der hohen Kosten aufgegeben wurden. Am Fuße des Pfeilers

wurde eine kleine Druckkammer für einen Mann vorgesehen. Die Druckkammer wurde durch ein Rohr von 90 cm Durchm., das eine Leiter aufnahm, mit der oben aufgebauten Druckschleuse aus Stahl verbunden. Der ausgegrabene Grund wurde in einen Eimer geschafft, der mittels eines Krans und einer in der Schleuse befindlichen Deckenöffnung ein- und ausgefahren wurde. Der höchste Druck in der Druckkammer betrug 2 kg/cm². Die Betonpfeiler ruhen auf Felsen auf, der durchfahrene Grund bestand aus Mergel, der teilweise von Felsstücken durchsetzt war. Einzelne Pfeiler mußten 17,7 m über HW-Stand bis zum Felsgrund abgesenkt werden. Die Kaidecke besteht aus Eisenbetonbalken. Hinter den Betonpfeilern wurde eine Stützwand aus Eisenbeton gezogen (Abb. 2, S. 63). An der Westseite der Kaimauer wurde eine Reihe Stahlpfähle zur Verstärkung des Mergelgrundes eingeschlagen, die nach rückwärts verankert wurden. Die Gesamtkosten des 1934 vollendeten Baues betragen rd. 350 000 £. Sch.

Eisenbeton - Straßenbrücke in Cleveland. Die neueste und größte von drei Bogenträgerbrücken im Stadtgebiete von Cleveland ist die Brookpark-Landstraßenbrücke, die von der Straßenbauverwaltung des Staates Ohio über das Rocky-Fluß-Tal nach einem Berichte in Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 15 vom 11. Oktober, S. 467, errichtet wurde. Sie verbindet Hauptgeschäftsbereiche der Stadt und liegt westlich des Flughafens. Ebenso wie andere in den Eric-Sec ausmündende Flüsse hat auch der Rocky-Fluß einen verhältnismäßig breiten und tiefen Taleinschnitt. Da das Flußtal zum Teil als Stadtpark verwendet wird, wurde eine Eisenbetonbrücke mit besonderer architektonischer Ausbildung verwendet.

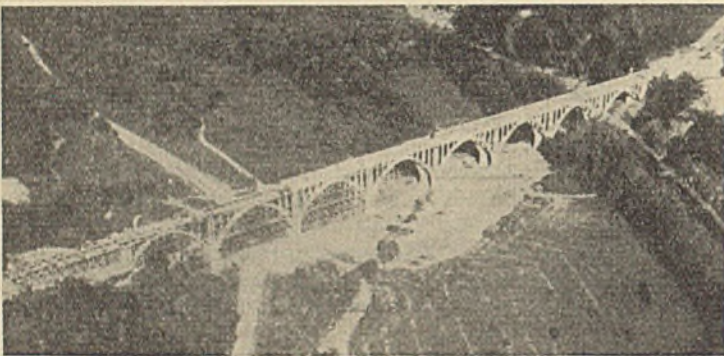


Abb. 1.

Wie Abb. 1 erkennen läßt, hat die Brücke acht Stützbogen, deren seitliche an den Talabhängen unsymmetrische Formen haben bei einer Stützweite von etwa 53 m. Die sechs symmetrischen mittleren Bogen haben 58,5 m Stützweite. In der Verlängerung der Brücke am westlichen Ende sind sechs etwa 10 m weit gespannte Eisenbetonbalkenbrücken mit kontinuierlichem Zusammenschluß angeordnet; am östlichen Ende sind drei solcher Balkenbrücken vorgesehen. Die Endwiderlager der Bogenbrücke haben □-förmigen Grundriß, alle Pfeiler und Widerlager stehen auf gutem Baugrunde.

Der Fahrdamm hat eine Breite von 12 m und trägt Kleinpflaster. Die Seitenwege sind 1,50 m breit. Der Fahrdamm steigt von Osten nach Westen um $\frac{3}{100}$. Die Kandelaber sind aus Gußaluminium.

Zur Vermeidung von Rissen in dem Beton der Pfeiler beim Schwinden während des Erhärtens wurden fünf Rohre von 60 cm Durchm. lotrecht in jeden Pfeiler eingebettet, wodurch der Zutritt der Luft ermöglicht und die Abbindewärme geregelt wurde.

Jeder Bogen besteht aus zwei Eisenbetonrippen von etwa 2,12 m Breite, 90 cm Scheitelhöhe und 1,68 m Kämpferhöhe.

Die Fahrbahn wird von einer durchlaufenden Eisenbetondecke gebildet, die von Pfeiler zu Pfeiler ohne Dehnungsfugen mit den Deckenträgern zusammen betoniert wurde (Abb. 2). In der Längsrichtung sind die Seitenwege von der Fahrbahn durch eine Dehnungsfuge getrennt.

Für die Herstellung des Betons war am östlichen Abhang in drei verschiedenen Höhen ein Mischplatz vorgesehen, im obersten Teile waren der Steinschlag, Sand und Zement gelagert. Für die Unterstützung der Schalungsformen wurden Holzrüstungen verwendet, auf denen in drei Höhenlagen Förderbahnen zum Heranschaffen der Baustoffe an die verschiedenen Teile der Brückenkonstruktion vorgesehen waren. Für die Pfeiler und die Säulen auf den Rippen wurden Metallformen, für die Kapellenbogen teils Holz-, teils Metallformen verwendet. Die vertraglich vereinbarten Kosten für die Brücke beliefen sich auf 378 980 \$, das sind 40 \$ je m² der gesamten bebauten Grundfläche. Zs.

Patentschau.

Zweitelliger Ausleger mit Förderschienen bei einer fahrbaren Vorrichtung zum Auskleiden von Kanälen mit Beton. (Kl. 84a, Nr. 589 817 vom 1. 1. 1931 von Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges. in Berlin-Stemmsstadt.) Um den Ausleger den verschiedenen Böschungswinkeln leicht anpassen zu können und um eine sichere Führung der Förderwagen über die Knickstelle der Auslegerteile zu erreichen,

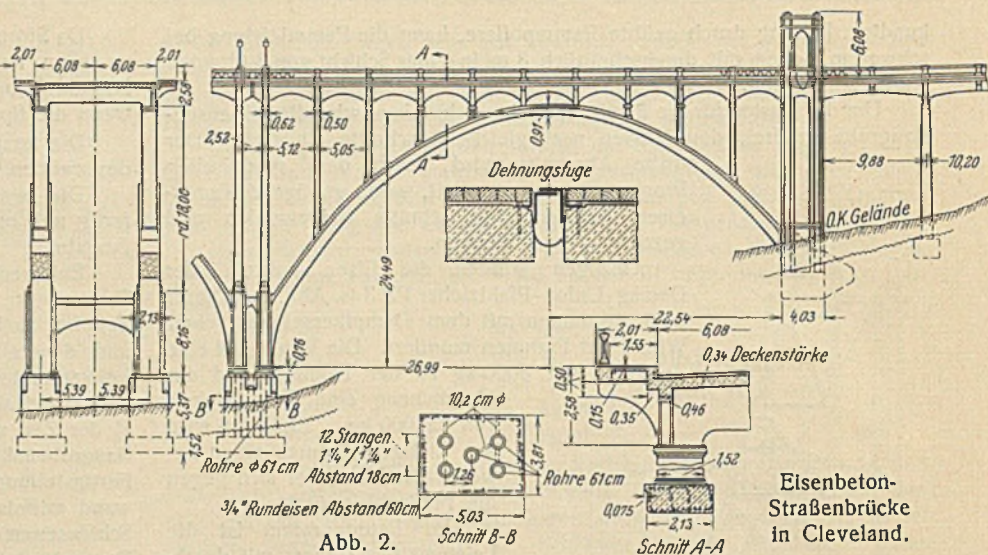
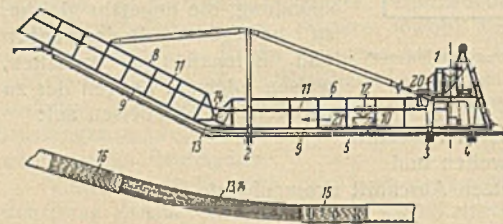


Abb. 2.

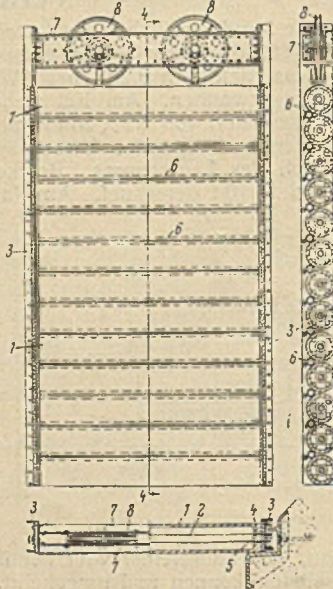
Eisenbeton-Straßenbrücke in Cleveland.

stehen die Förderschienen der gelenkig miteinander verbundenen Auslegerteile durch biegsame Schienenstücke, z. B. aus übereinandergeschichteten Blattfedern in Verbindung. Die Betoniermaschine 1 ist auf Schienen 2, 3 u. 4 verfahrbar. Die Schiene 2 stützt den aus zwei durch ein Gelenk 7 verbundenen Teilen 6 und 8 bestehenden Ausleger seitlich von der Maschine ab. Der Teil 6 läuft über der Sohle und der Teil 8 über der Böschung des Kanals. Die Fördergefäße laufen auf Förderschienen 9 und 11,



und zwar auf der oberen Schiene 11 die Zubringerwagen 12 und auf der Schiene 9 die zum Verteilen des Betons verwendeten Wagen 10. In die Förderschienen 9 und 11 sind bei 13 und 14 biegsame, aus übereinander angeordneten Blattfedern bestehende Schienenstücke eingebaut, deren Blattfedern auf der einen Seite 15 fest zusammengespannt sind und auf der anderen Seite in einem Führungsauge 16 gleiten. Der Betonguß beginnt in der Kanalmitte und wird nach Fertigstellung der Sohle anschließend an der Böschung hochgeführt. Der Verteilerwagen 10 fährt ganz langsam in der Pfeilrichtung 21, während der Zubringer sehr schnell zwischen der Mischmaschine 20 und dem Verteiler 10 hin- und herfährt. Nach Auskleiden einer Kanalseite mit Beton kehrt die Maschine, nachdem sie um 180° gedreht bzw. ihr Ausleger auf die andere Seite gelegt wurde, zum Auskleiden der anderen Seite zurück. Hierbei ist die Schiene 2 auf die andere Kanalseite verlegt worden.

Notverschluß. (Kl. 84a, Nr. 572 941 vom 9. 6. 1931 von Glenfield & Kennedy Limited und Joseph Harling Turner Borland in Kilmarnock Ayreshire, Schottland.) Um die beim Hochziehen des Verschlußkörpers entstehenden Zugkräfte auf die die seitlichen Pfosten des Rahmens verbindenden durchgehenden Achsen zu übertragen und jedes Festklemmen der Walzen und somit deren Gleiten an ihrer Führungsbahn zu vermeiden, sind die aus zylindrischen Hohlkörpern bestehenden Walzen 1 mittels der Lagerbuchsen 4 lose auf den Buchsen 5 der durch die Walzen 1 hindurchgehenden Achsen 2 gelagert, die an beiden Enden fest mit den seitlichen Pfosten 3 des Rahmens verbunden sind und die Walzen in ihrer gegenseitigen Lage halten. Die Stauglieder, die parallel zu den Walzen 1 angeordnet sind und zum Abdichten der Spalten zwischen den Walzen dienen, bestehen aus Stahlröhren 6, die ebenfalls an den Pfosten 3 gelagert sind. Die oberen Pfostenenden des Rahmens sind durch Querträger 7 miteinander verbunden, zwischen denen zwei Rollen 8 für das Zugseil gelagert sind.



INHALT: Der Eibdurchstich „Kurzer Wurf“. — Vorschläge für die Vergabe von Bauleistungen zu angemessenen Preisen. (Schluß). — Vermischtes: Erweiterungsbauten im Hafen von Sunderland. — Eisenbeton-Straßenbrücke in Cleveland. — Patentschau.