DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang BERLIN, 18. Januar 1935 Heft 3

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neuer Eisenbeton-Leuchtturm in Lettland.

Von Bauingenieur H. Zakowsky, Riga.

Ende September 1934 ist an der lettländischen Ostseeküste der Bau des neuen „Michaelis-Leuchtturmes" (lettisch „Mikelbāka") beendet worden. Der Turm (Abb. 1) befindet sich 40 km nordöstlich von der Hafenstadt Windau, auf 57° 36' 02,5" nördlicher Breite und 21° 58' 27,3" östlicher Länge (von Greenwich), besitzt eine Feuerhöhe von 55,05 m über MW der Ostsee und eine geographische Sichtweite von 20,1 sm. Die Spitze der Kuppel erhebt sich 59,42 m über dem Meeresspiegel, 56,23 m über dem Erdboden.

Die 16000 Kerzen starke Leuchte, deren Tragweite bei klarem Wetter 20,8 sm beträgt, wird mit Azetylengas gespeist. Das Glühlicht entzündet sich selbsttätig, erlischt nach einer Brenndauer von 2 sek und flammt nach 8 sek wieder auf. Die 1,750 m hohe Optik besteht aus 13 dioptrischen und 18 kathadioptrischen Linsenelementen und hat eine Brennweite von 0,500 m. Von See gesehen zeigt das Feuer in einem Sektor von 85° über Ost bis 101° grünes Licht, im zweiten Sektor von 101° über Süd bis 240° weißes Licht.

Der mit Ausnahme der Laterne in Eisenbeton ausgeführte Neubau ist an der gleichen Stelle errichtet, an der sich bis zum Jahre 1932 ein ebenso hoher, in den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts erbauter Ziegelsteinturm erhob, der in seinem unteren Teile Wände von 2,20 m und im oberen solche von rd. 1 m Dicke besaß. Schon in den neunziger Jahren ist eine Hauptausbesserung dieses alten Turmes vorgenommen worden, die infolge der in den Wänden entstandenen Risse erforderlich war. Die Rissebildung dürfte wohl auf Überlastung des aus feinem, wassergesättigtem Meeressande bestehenden Baugrundes zurückzuführen sein.

Das Verkleiden der Wände mit härteren Ziegelsteinen, das Umspannen mit eisernen Reifen und das später mehrfach wiederholte Verschmieren der Risse haben keine gründliche Abhilfe geschaffen; durch diese Maßnahmen ist es aber immerhin gelungen, die Lebensdauer des alten Baues erheblich zu verlängern, obwohl er im Weltkriege stark durch Artilleriefeuer gelitten hatte. Im Jahre 1932 hatten die Risse aber so bedrohliche Ausmaße erreicht, daß das lettländische Seedepartement sich veranlaßt sah, von weiteren Palliativmitteln abzusehen und zum Abbruch des alten Bauwerks zu schreiten.

Nach dem Entfernen der Leuchte und der eisernen Laternenkonstruktion, die später für den Neubau ausgenutzt wurden, wurde der Schaft des Turmes gestürzt, indem an der Seite, nach der der Sturz stattfinden sollte, etwa 14 m über dem Erdboden in der Wand eine Bresche ausgebrochen, das darüber befindliche Mauerwerk fortlaufend mit Holzstützen abgestützt und diese darauf in Brand gesetzt wurden. Der verbliebene untere Teil des Turmes wurde dann gesprengt und bis zum Erdboden abgetragen.

Das alte, von einer Spundwand umgebene stufenförmige Kalksandsteinfundament wurde für den Neubau ausgenutzt, indem noch eine 70 cm dicke Platte von 9,45 m im Geviert aufbetoniert und auf diese ein die Fundamentstufen umfassender Eisenbetonsockel gesetzt wurde.

Es ließ sich leider nicht feststellen, wie tief das alte Fundament verlegt ist und ob sich unter ihm ein Pfahlrost befindet. Die im senkrechten Schnitt (Abb. 2) gezeigte Tiefe beruht nur auf Schätzung. Ins alte Mauerwerk wurden 24 Anker aus ⌀ 25 mm-Eisen eingelassen, die die Betonplatte durchdringen, in den Eisenbetonsockel hineinragen und diese Bauteile miteinander verbinden. Die Eisenbewehrung des Turmes selbst ist wiederum im Sockel verankert.

Der 1,65 m über den Erdboden reichende obeliskförmige Sockel (Abb. 3) hat oben 11,25 m im Geviert und besitzt eine obere und eine untere netzförmige Bewehrung aus waagerechten ⌀ 25 mm-Eisen. Das obere Netz hat 20 × 20 cm, das untere 10 × 10 cm Maschenweite. Beide Netze sind durch schräg angeordnete Stäbe miteinander verbunden. Die Enden eines jeden zweiten Eisens des unteren Netzes sind nach unten abgebogen und bilden

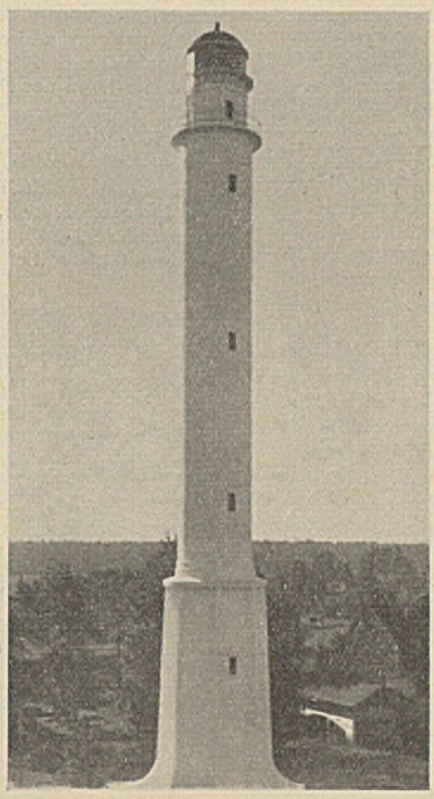
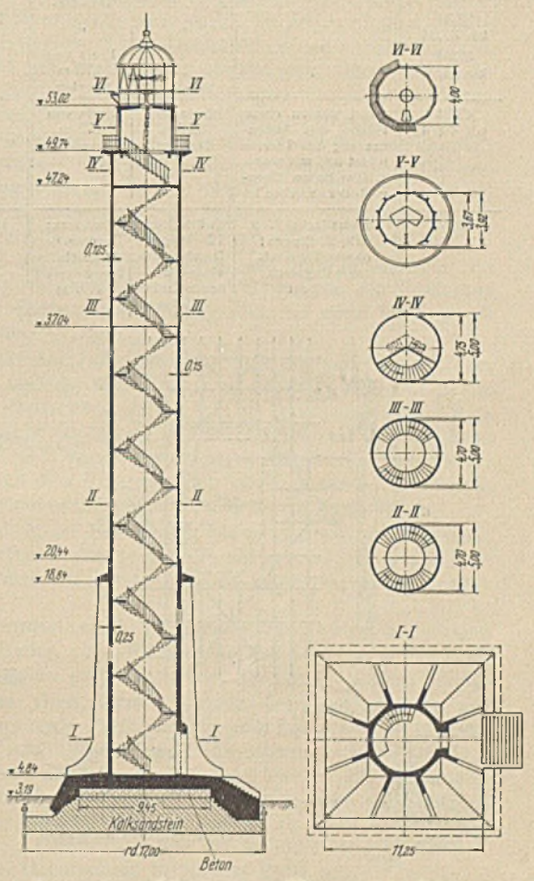


Abb. 1. Ansicht des Turmes.



Senkrechter Schnitt. Waagerechte Schnitte. Abb. 2.

den Hauptbestandteil der das Fundament umfassenden Seiten des Sockels.

Die Gliederung und Konstruktion des Eisenbetonschaftes des Turmes sind aus Abb. 2, 4b u. 4c und folgender Tabelle ersichtlich.

Die senkrechte Bewehrung der Turmwände wird von ringförmigen Bügeln aus ⌀ 8 mm-Eisen umfangen und zusammengehalten, die in Höhenabständen von 30 cm angeordnet sind. Die Betondeckung der Bewehrung beträgt überall mindestens 4 cm.

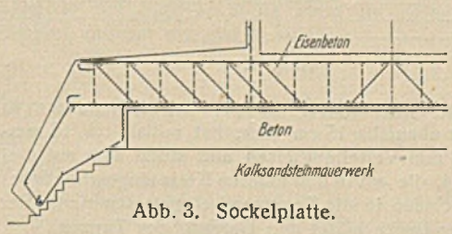


Abb. 3. Sockelplatte.

Im Inneren hat der Turm drei Eisenbetondecken. Die erste Zwischendecke in Höhe + 47,24 (Abb. 5) deckt $^2/_3$ der inneren Kreisfläche. Der freie Rand stützt sich auf zwei mit Beton ummantelte I-Träger (I 15 u. I 28), die sich im Mittelpunkte des Kreises unter 60° kreuzen und deren Enden in der zylindrischen Turmwand, die an diesen Stellen verstärkt ist, gelagert sind. Die Bewehrung der 15 cm dicken Deckenplatte besteht aus radial angeordneten ⌀ 8 mm-Eisen, die durch bogenförmige ⌀ 8 mm-Verteilungseisen zusammengehalten werden.

Höhe über MW der Ostsee m	Bezeichnung der Teile	Grundriß außen	Grundriß innen	Wanddicke cm	Bewehrung
5,04 bis 18,84	Prismatischer Teil mit acht 30 cm dicken Rippen	Achteck mit 8 Rippen; Durchm. des eingeschriebenen Kreises 5,20 m	Kreis von 4,70 m Durchm.	min. 25	a) Wände 96 Durchm. 25 mm-Eisen b) Jede Rippe 13 Durchm. 25 mm-Eisen
18,84 bis 20,44	Sims	Kreis von 7 m Durchm.	Kreis von 4,70 m Durchm.		a) Wand 96 Durchm. 25 mm-Eisen b) Sims 88 Durchm. 25 mm-Eisen, die radial angeordnet und den vorspringenden Umrissen entsprechend ausgebogen sind
20,44 bis 28,34	Zylindrischer Teil	Kreis von 5 m Durchm.	Kreis von 4,70 m Durchm.	15	Wand 96 Durchm. 19 mm-Eisen
28,34 bis 37,04	"	"	"	15	Wand 96 Durchm. 16 mm-Eisen
37,04 bis 48,94	"	"	Kreis von 4,75 m Durchm.		Wand 96 Durchm. 13 mm-Eisen
48,94 bis 49,74	Sims, dessen obere Fläche den Außenumgang des Turmes bildet und mit einem 1,10 m hohen Eisengeländer umgeben ist	Kreis von 6,40 m Durchm.	Kreis von 4,75 m Durchm.		a) Wand 96 Durchm. 13 mm-Eisen b) Sims 64 Durchm. 13 mm-Eisen in waagerechter Ebene radial angeordnet
49,74 bis 53,02	Prismatischer Teil mit 12 Rippen; oberer Rand mit Messingblech gedeckt	Zwölfeck mit 12 Rippen; Durchm. des eingeschriebenen Kreises 3,92 m	Zwölfeck; Durchm. des eingeschriebenen Kreises 3,67 m	12,5	Wände und Rippen zusammen 96 Durchm. 13 mm-Eisen

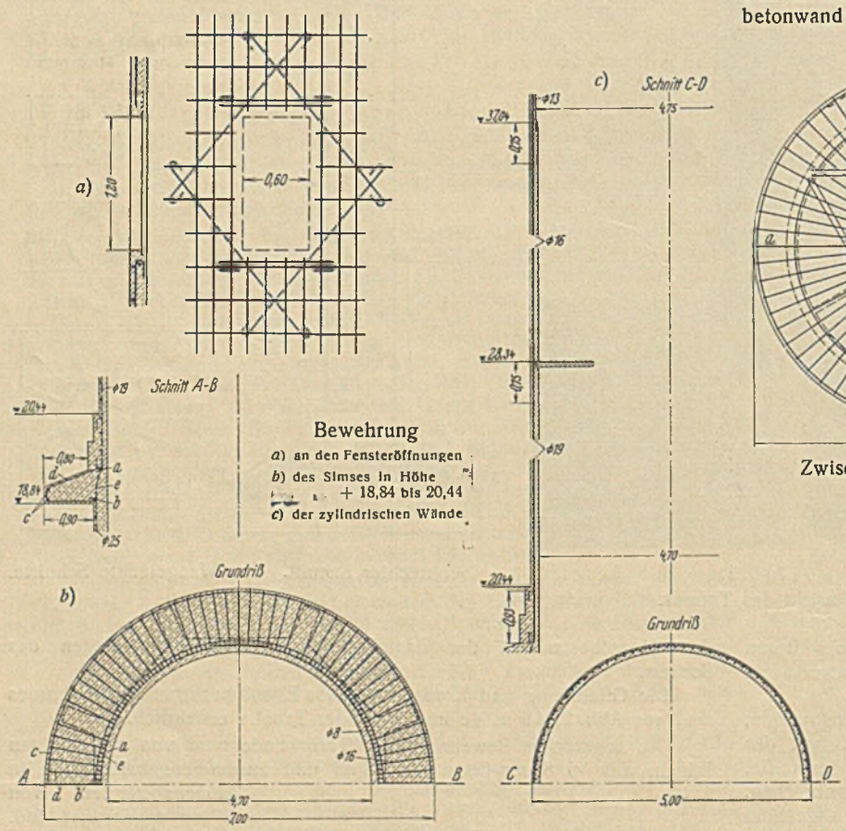


Abb. 4.

Die zweite, mit einer Lukenöffnung versehene Zwischendecke in Höhe + 49,74 (Abb. 5) ist ebenfalls 15 cm dick, hat radiale ∅ 13 mm-Eisenbewehrung mit ∅ 8 mm-Verteilungseisen und stützt sich auf drei mit Beton ummantelte I 24, die ein in den inneren Kreis eingeschriebenes Dreieck bilden und deren Enden in die Turmwand eingelassen sind. Der ausgekragte Außenrand der Decke bildet den Umgang des Turmes.

Die dritte, oberste Decke (Abb. 6) befindet sich in Höhe + 53,02 und hat im Mittelpunkte einen kreisförmigen Ausschnitt, in den ein eiserner Ring eingesetzt ist; zwölf radiale T-Eisen, deren innere Enden an diesem Ringe, die äußeren aber an den Eisenständern der Laternenkonstruktion befestigt sind, teilen die Deckenfläche in zwölf Sektoren, deren jeder mit fünf radialen ∅ 16 mm-Eisen bewehrt ist, die durch ∅ 8 mm-Verteilungseisen zusammengehalten werden. An der Seite befindet sich eine trapezförmige Luke. Der Ring und die T-Eisen sind vom alten Turm übernommen.

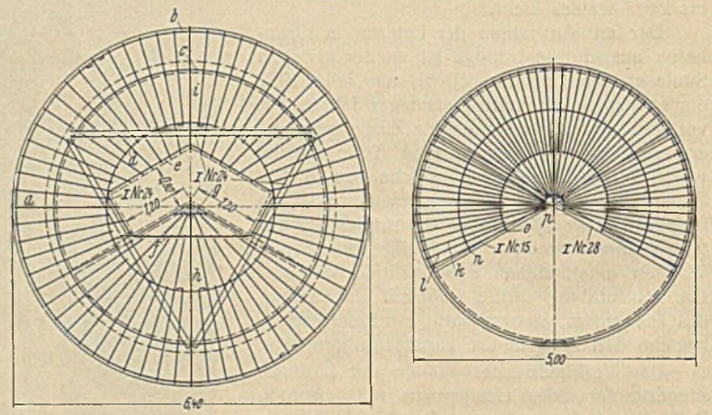
Zur Leuchte führen 275 Stufen hinauf, von denen 11 auf die 4 m breite Außentreppe am Sockel, 235 auf die Eisenbetontreppe, die sich spiralförmig an der zylindrischen Innenfläche der Turmwand bis zur Höhe + 47,24 emporwindet, 13 auf die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführte Treppe an der Scheidewand zwischen der ersten und zweiten Decke und 16 auf die eiserne Treppe zwischen der zweiten und dritten Decke entfallen.

Die spiralförmige Treppe ist bis zur Höhe + 37,04 1 m, darüber 1,025 m breit. Durch 15 Podeste ist sie in 15 2,70 m hohe Läufe mit je 15 Stufen und einen 1,80 m hohen Lauf mit 10 Stufen eingeteilt. Ein Ende der Tritte ist in der Turmwand eingespannt, das andere frei; am eingespannten Ende beträgt die Breite 35 bis 36 cm, die Dicke 10 cm, am freien Ende die Breite rd. 20 cm, die Dicke 8 cm. Die Setzstufen sind 5 cm stark. Jeder Tritt ist mit 4 ∅ 8 mm-Eisen bewehrt, die in der Turmwand verankert sind und durch ∅ 8 mm-Verteilungseisen zusammengehalten werden. Die Podeste haben die Form von Kreisringstücken mit einem Zentriwinkel von 60°; ihre Dicke ist dieselbe wie die der Tritte, die Bewehrung besteht aus 27 in der Wand verankerten ∅ 8 mm-Eisen.

Die zweite Eisenbetontreppe (von Höhe + 47,24 bis + 49,74) ist grundsätzlich ebenso konstruiert, doch ist sie nur 0,75 m breit und läuft nicht an der zylindrischen Fläche der Turmwand, sondern an der unter 120° gebrochenen Fläche einer Scheidewand empor. Jeder Tritt ist mit 3 ∅ 8 mm-Eisen bewehrt.

Die steile eiserne Treppe von Höhe + 49,74 bis 53,02 ist aus Flacheisen 130 · 10 und 7 mm dickem Riffelblech zusammengenietet, 0,57 m breit und mit Handläufern aus ∅ 22 mm-Eisen versehen.

In Höhe + 53,02 hört der Eisenbeton auf, und es folgt die Laterne, eine Eisenkonstruktion, deren Hauptbestandteil zwölf senkrechte Flacheisenständer 95 · 28 bilden, die in den Rippen der tiefer liegenden Eisenbetonwand 1,50 m tief verankert und darüber durch waagerechte Profil-



Zwischendecke und Umgang in Höhe + 49,74.

Zwischendecke in Höhe + 47,24.

Abb. 5.

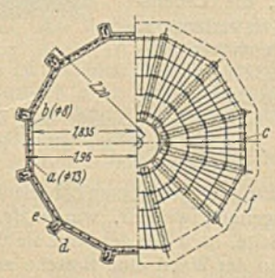


Abb. 6. Obere Decke in Höhe + 53,02

eisen miteinander verbunden sind. Die Verkleidung besteht aus 7 mm dickem Eisenblech. Die Laterne ist von einer Kuppel aus doppeltem Kupferblech überdeckt, mit neun in die Wände eingebauten Ventilatoren versehen und hat an der Seeseite 13 1,80 m hohe dreieckige Scheiben aus 8 mm dickem Kristallglas in Messingrahmen. Um die Scheiben von außen putzen zu können, ist unterhalb deren an der Laternenwand ein 0,55 m breiter eiserner Gittersteg angebracht, zu dem vom Umgang eine eiserne Leiter hinaufführt.

Der Blitzableiter hat ein kupfernes Leitungsseil von 50 mm² im Querschnitt, das mit Messinghaltern an der Turmwand befestigt ist. Die Erdung besteht aus einer 2 m² großen, 2 mm dicken Kupferplatte.

Der statischen Berechnung des Turmes sind folgende Annahmen zugrunde gelegt:

Einheitsgewicht des unbewehrten Betons 2,2 t/m³, des Eisenbetons 2,4 t/m³, des Fundamentmauerwerks 2,2 t/m³.

Winddruck $w = 275$ kg/m², wobei für den zylindrischen Teil des Turmes die Abminderungsziffer $\psi = 0{,}67$, für den achteckigen $\psi = 0{,}71$ gesetzt ist.

Gemäß der Formel $w = 0{,}1\ v^2$ würde dieser Winddruck einer Windgeschwindigkeit von $v = 52{,}5$ m/sek entsprechen, während die in Lettland bisher beobachtete 30 m/sek nicht überschreitet, was nach obiger Formel einen Druck von nur $w = 0{,}1 \cdot 30^2 = 90$ kg/m² und nach der sonst noch gebräuchlichen Formel $w = 0{,}122\,48\ v^2$ auch nur 110,2 kg/m² ergeben würde. Es darf daher wohl angenommen werden, daß mit $w = 275$ kg/m² auch die Stoßwirkung des Windes genügend berücksichtigt ist. Das errechnete Gesamtgewicht des Bauwerks beträgt 2356 t, wovon 1836 t auf Fundament und Sockel und 520 t auf den Turm selbst entfallen. Hinzu kommt noch die auf den Rändern des Fundaments ruhende Erde mit einem Gewicht von 254 t. Das Eigengewichtsmoment in bezug auf den Außenrand des Fundaments ist $M_g = 20\,022$ tm.

Der gesamte Winddruck macht 63,2 t aus und ergibt in bezug auf die Fundamentsohle das Moment $M_w = 1545$ tm.

Die Stabilitätsziffer ist $k = M_g : M_w \approx 13$. In bezug auf den Rand des Eisenbetonsockels ist $k \approx 4$.

Der Eisenbetonsockel ist nach folgendem vereinfachten Verfahren berechnet: nach Ermittlung des Druckes, der bei Wind an der Leeseite auf die Oberfläche des Fundamentmauerwerks ausgeübt wird, ist angenommen, daß aus der Sockelplatte eine vom Rande bis zur Turmwand verlaufende, 1 m breite Lamelle herausgeschnitten und mit dem auf sie entfallenden Drucke belastet ist. Diese Lamelle ist dann als im Turmschaft eingespannter Kragträger berechnet und die Platte dem Rechnungsergebnis gemäß bemessen und bewehrt. Dabei ergab sich im Beton eine Druckspannung von rd. 40 kg/cm² und im Eisen eine Zugspannung von rd. 1350 kg/cm². Die ermittelte hohe Beanspruchung des Eisens wurde in diesem Falle als zulässig erachtet, weil die bei der Berechnung gemachte Annahme äußerst ungünstig ist und außerdem die Verstärkung der Sockelplatte durch die Rippen des Turmes nicht berücksichtigt ist.

Die Spannungen in den einzelnen waagerechten Schnitten des Turmes, und zwar bei den Ord. + 7,59, + 20,44, + 28,34, + 37,04 und + 49,74 wurden auf zweierlei Art ermittelt.

Für den achteckigen Schnitt bei Ord. + 7,59 wurde das Verfahren angewandt, das von Dr.-Ing. M. Foerster beschrieben ist, wobei die Lage der Nullinie durch Zeichnung gefunden wurde[1]).

Die Zylinderschnitte wurden nach Dr.-Ing. F. v. Emperger berechnet[2]). Dabei ergaben sich folgende Spannungen:

Bei Ord.	+ 7,59	+ 20,44	+ 28,34	+ 37,04	+ 49,74
Druckspannung im Beton kg/cm² .	27,3	32,5	21,0	15,1	3,8
Zugspannung im Eisen kg/cm² . .	382	562	269	68	—

Im Schnitt bei Ord. + 20,44, der überhaupt die größten Spannungen aufweist, tritt auch die größte Zugspannung im Beton auf, die 4,3 kg/cm² beträgt.

Wie ersichtlich, sind die Beanspruchungen gering, und es hätte an Material gespart werden können, vor allem durch Fortlassen der Rippen im achteckigen Teile, wovon jedoch, um möglichst geringe Durchbiegungen zu erzielen, Abstand genommen wurde. Durch die innen fast durchweg und außen zum größten Teile zylindrische Form des Turmes wurde die Schalung vereinfacht und die Möglichkeit gegeben, sie unverändert fortlaufend zu benutzen, was bei der verhältnismäßig kleinen Menge und großen Schalungsfläche des Betons die Kosten wesentlich verringerte.

Der Ausschlag des oberen Turmendes wurde zu 29 mm (bei einem Winddruck von 275 kg/m²) berechnet, wobei als Elastizitätsmaß für Beton $E = 140\,000$ gesetzt ist. Dieses theoretische Rechnungsergebnis ist bisher nicht nachgeprüft worden, es ist aber anzunehmen, daß der tatsächliche Ausschlag eher kleiner als größer sein wird, denn erstens erreicht der Wind, wie schon erwähnt, nicht die angenommene Stärke, selbst wenn man die dynamische Wirkung durch einen Stoßbeiwert von 1,5 berücksichtigen sollte, und zweitens ist bei der Berechnung die spiralförmige Eisenbetontreppe, die den waagerechten Schnitten des Turmes größere Trägheitsmomente verleiht und die Wände versteift, nicht berücksichtigt worden.

Die Treppenstufen und Podeste sind als in der Wand eingespannte Kragträger für eine Nutzlast von 500 kg/m² und mit Berücksichtigung des Geländergewichts berechnet, wobei sich Spannungen von $\sigma_b = 31{,}6$ kg/cm² und $\sigma_{ez} = 848$ kg/cm² ergaben.

Die Eisenbetondecken sind ebenfalls für eine Nutzlast von 500 kg/m² berechnet; bei der obersten Decke ist außerdem eine im Mittelpunkte vereinigte Last von 6 t in Rechnung gesetzt. In den Decken ergaben die Spannungen $\sigma_b = 21$ bis 22 kg/cm² und $\sigma_{ez} = 448$ bis 848 kg/cm².

Das über 50 m hohe, für einen Winddruck von 200 kg/cm² berechnete Baugerüst bestand aus 32 Rundholzständern, die zu je 16 in zwei gleichmittigen Kreisen von 7,60 m und 12,20 m Durchm. angeordnet und in Höhenabständen von 2,50 m durch waagerechte Riegel verbunden waren; zur Versteifung dienten Kreuze in den Seitenflächen und radialen Ebenen. Das Ganze wurde mit acht Stahltrossen abgebunden, deren Enden im Erdboden verankert wurden. Um Erschütterungen des frischen Betons zu verhüten, wurde das Abstützen der Schalung gegen das Gerüst vermieden, indem die äußere Schalung mit Drähten an der inneren befestigt wurde, während die innere eine selbständige, von innen versteifte und abgestützte Konstruktion bildete. An den Stellen, wo die Drähte durchgezogen waren, wurden zwischen beide Schalungen Holzklötzchen eingesetzt, die man bei fortschreitendem Betonieren wieder entfernte.

Der Beton wurde am Fuße des Turmes auf Bretterplattformen mit der Hand gemischt und in plastischer Steife verarbeitet. Zur Förderung diente ein am Gerüst eingerichteter Aufzug, der mit einer Dampfwinde in Betrieb gesetzt wurde.

Für die nicht bewehrten Teile des Baues (die Betonplatte über dem Fundamentmauerwerk und die Außentreppe am Sockel) wurde eine Betonmischung von 287 kg Portlandzement auf 0,41 m³ Sand und 0,82 m³ Kies (1 : 2 : 4), für den Eisenbeton 363 kg Portlandzement auf 0,52 m³ Sand und 0,65 m³ Kies (1 : 2 : 2,5) verwendet. Ausgeschalt wurde nicht früher als nach 14 Tagen. Nach dem Entfernen der Schalung wurden die Betonflächen mit Portlandzementmörtel geglättet und darauf geweißt.

Insgesamt sind rd. 80 m³ Beton und 444 m³ Eisenbeton eingebaut worden, wobei von letzterer Menge 233 m³ auf den Sockel und 211 m³ auf den Schaft des Turmes mit Wänden, Rippen, Innentreppen und Decken entfallen.

Die Bewehrung erforderte rd. 40 t Rundeisen, das Gewicht der übrigen Eisenteile (Träger, Geländer, obere Eisentreppe und Laternenkonstruktion) beträgt rd. 10 t. Die Kupfer- und Messingteile der Laterne wiegen 625 kg.

Nach Abbruch des alten Turmes wurden die Bauarbeiten Anfang August 1933 begonnen, nach Fertigstellung des Sockels Ende Oktober unterbrochen, Anfang April 1934 wieder aufgenommen und Ende September desselben Jahres beendet. Sie haben im ganzen 226 Arbeitstage erfordert. Der Bau wurde von einem Unternehmer nach dem Entwurf und unter Leitung des Seedepartements ausgeführt. Den Abbruch des alten Turmes sowie die Ausbesserung und den Wiederaufbau der Laterne und Leuchte führte das Departement in eigener Regie aus.

Der Neubau hat rd. 69 000 Lat gekostet; hinzu kommen 8000 Lat für den Abbruch des alten Turmes, somit betragen die Gesamtkosten 77 000 Lat, d. s. etwa 62 400 RM. Sie hätten sich natürlich erheblich höher gestellt, wenn nicht die Möglichkeit vorgelegen hätte, fast das ganze alte Fundament sowie die Laterne und Leuchte des alten Turmes auszunutzen.

Der beschriebene Bau ist der zweite große Leuchtturm, der in Lettland aus Eisenbeton erbaut worden ist. Der erste, der eine Feuerhöhe von 33,50 m über MW der Ostsee besitzt, wurde 1921 an der Dünamündung bei Riga an Stelle eines im Kriege zerstörten Eisenturmes errichtet und hat sich gut bewährt.

[1]) M. Foerster, Grundzüge des Eisenbetonbaues, 2. Aufl., S. 366 bis 370.

[2]) Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl. (1909), 4. Bd., II. Teil, S. 144 bis 148.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1934.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

VIII. Die wichtigsten der im Jahre 1934 begonnenen, weiter geförderten oder vollendeten Bauausführungen des Brücken- und Ingenieurhochbaues.

1. Straßen- und zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Maxau (Abb. 5) im Bezirk der Reichsbahndirektion Karlsruhe.

Getrennte Überbauten für Eisenbahn und Straße. Trägerart: Über zwei Öffnungen durchlaufender, stählerner Parallelfachwerkträger mit pfostenlosem Strebenfachwerk. Stützweiten 175,20 und 116,80 m. Die Gründungsarbeiten sind schon weit gefördert. Der Entwurf für den stählernen Überbau ist fertiggestellt.

2. Straßen- und eingleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Speyer (Abb. 6) im Bezirk der Reichsbahndirektion Ludwigshafen.

Gemeinsamer Überbau für Eisenbahn und Straße. Trägerart: Über dem Strom durchlaufender, stählerner Parallelfachwerkträger mit pfostenlosem Strebenfachwerk und mit Stützweiten von 163,20 und 108,80 m. Über dem Vorlande über je drei Öffnungen durchlaufende, unter der Fahrbahn liegende, stählerne Vollwandträger mit Stützweiten von 6 × 44,65 m. Die Unterbauten sind bis auf den mittelsten Strompfeiler fertiggestellt. Die Werkstattarbeiten für die Vorlandüberbauten sind beendet. Der Entwurf für den Stromüberbau ist in Arbeit.

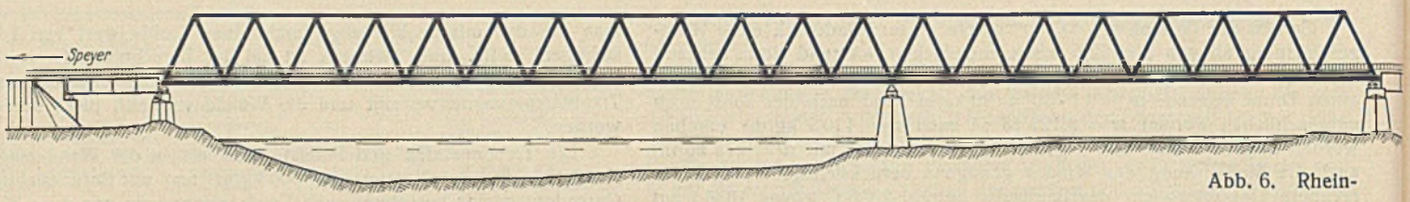


Abb. 6. Rhein-

3. Eingleisige Eisenbahn- und Straßenbrücken im Zuge des Rügendammes im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin. Getrennte Überbauten für Eisenbahn und Straße.

a) Brücke über den Ziegelgraben zwischen Stralsund und der Insel Dänholm (Abb. 7).

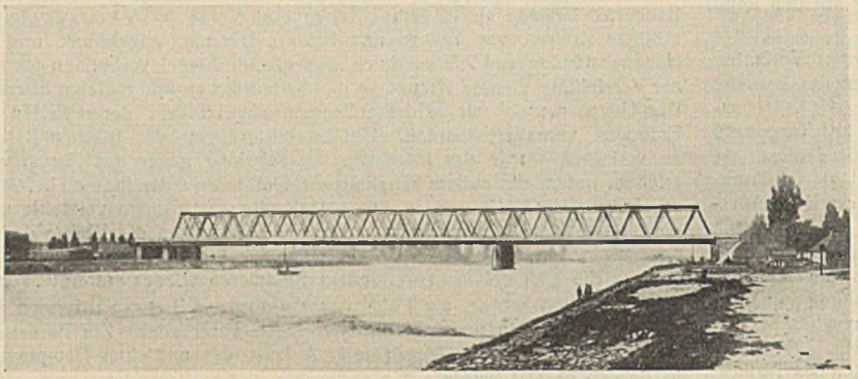


Abb. 5. Rheinbrücke bei Maxau.

Zweimal zwei feste Überbauten mit vollwandigen stählernen, 52 m weit gestützten Trägern und je ein stählerner, beweglicher Überbau für Eisenbahn und Straße in Gestalt einer Klappbrücke mit vollwandigen, 29 m weit gestützten Trägern. Die Unterbauten sind fertig. Die festen

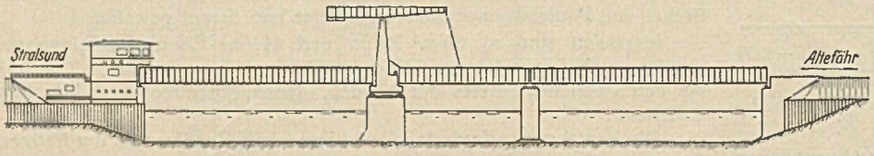


Abb. 7. Brücke über den Ziegelgraben im Zuge des Rügendammes.

Überbauten werden zur Zeit aufgestellt. Von diesen zeigen die Überbauten der Eisenbahnbrücke besondere Eigentümlichkeiten, sie sind ganz geschweißt und mit ihrer Stützweite von 52 m wohl die größten ge-

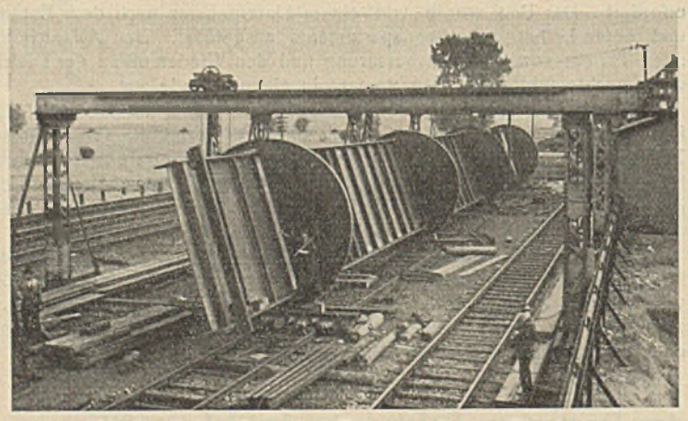


Abb. 8. Schweißen eines Trägers auf dem Werkhofe.

schweißten Eisenbahnbrückenüberbauten der Welt. Die Stegblechstöße sind — wie schon erwähnt — ohne Zuhilfenahme von Laschen einfach durch Stumpfnähte geschlossen. Die unmittelbar mit dem Stegblech verschweißten Gurtlamellen gehen ungestoßen auf 53 m Länge durch, eine hervorragende Leistung der deutschen Walztechnik. Die Träger sind auf dem Werkhofe ganz zusammengeschweißt worden. Sie wurden dazu in vier kreisrunde Scheiben eingespannt, die auf Rollbahnen liefen (Abb. 8). Mit Hilfe dieser Scheiben ließen sich die Träger leicht so drehen, daß die Schweißnähte stets in waagerechter Lage geschweißt werden

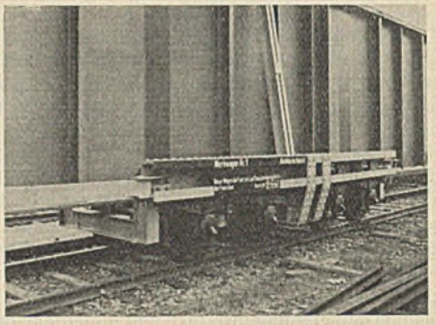


Abb. 10.
Einer der beiden Sonderwagen mit dem Träger.

konnten. Jeder der fertig geschweißten Träger wurde dann auf zwei Sonderwagen (Abb. 9 u. 10) verladen, in einer Sonderfahrt auf der Eisenbahn von Dortmund nach Stralsund befördert, hier im Hafen mit Hilfe zweier Krane, die auf zwei Schiffen aufgestellt sind (Abb. 11), von den Wagen gehoben und auf eins der Schiffe abgesetzt. Die Schiffe wurden dann zur Baustelle geschleppt, wo die Krane den Träger hochhoben und ihn auf den Pfeiler und das Widerlager absetzten (Abb. 12).

b) Brücke über den Strelasund zwischen der Insel Dänholm und Rügen (Abb. 13).

Zehn Öffnungen werden von Überbauten überbrückt, deren vollwandige, stählerne Hauptträger über je fünf Öffnungen durchlaufen. Über dem mittelsten Pfeiler liegt die Dehnungsfuge. Die festen Lager sind auf zwei Pfeilern angeordnet, die bis zu den Überbauten massiv hochgeführt sind (s. Abb. 13). Auf den anderen Pfeilern, die nicht so hoch geführt sind, werden die Überbauten durch stählerne Pendeljoche gestützt. Auf den Widerlagern liegen gewöhnliche bewegliche Lager. Mit Rücksicht auf das wunderschöne Bild der alten Stadt Stralsund und auf die Schönheit des Meeres wurde der Überbau so schlicht und einfach wie möglich gehalten.

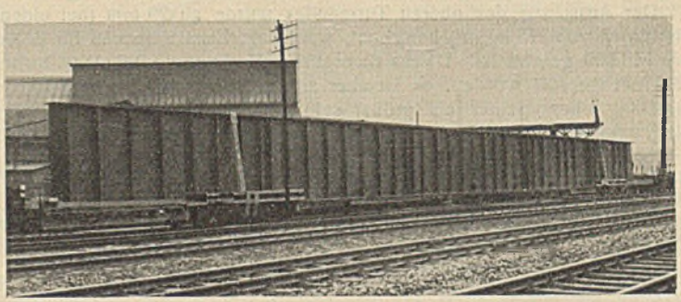


Abb. 9. Fertiggeschweißter Träger auf zwei Sonderwagen verladen.

Die Gründung der Pfeiler und Widerlager ist in Arbeit. Der Entwurf des stählernen Überbaues ist fertiggestellt.

4. Kreuzungsbauwerk in Mainz-Süd für das Gleis Bischofsheim—Mainz im Bereich der Reichsbahndirektion Mainz (Abb. 14).

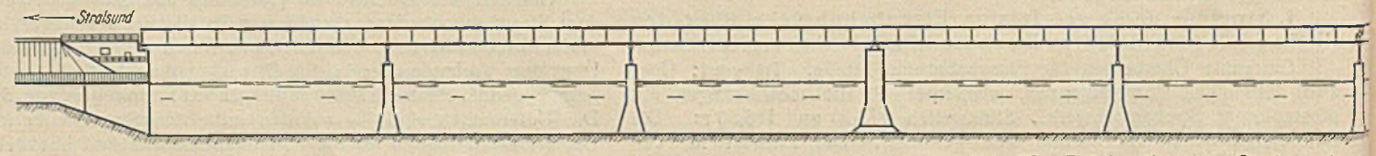
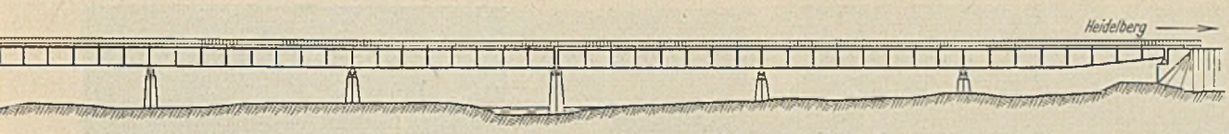


Abb. 13. Brücke über den Strelasund



brücke bei Speyer.

Ein eingleisiger, ganz geschweißter Überbau mit vollwandigen, über zwei Öffnungen durchlaufenden Hauptträgern mit 19,39 und 33,24 m Stützweiten. Der Überbau trägt auf der einen Seite einen ausgekragten öffentlichen Fußweg. Die Mittelstützen sind geschweißte, stählerne Pendelsäulen.

5. Überführung des Gleises Mainz—Worms über die Straße Worms—Mainz im Bereich der Reichsbahndirektion Mainz (Abb. 15).

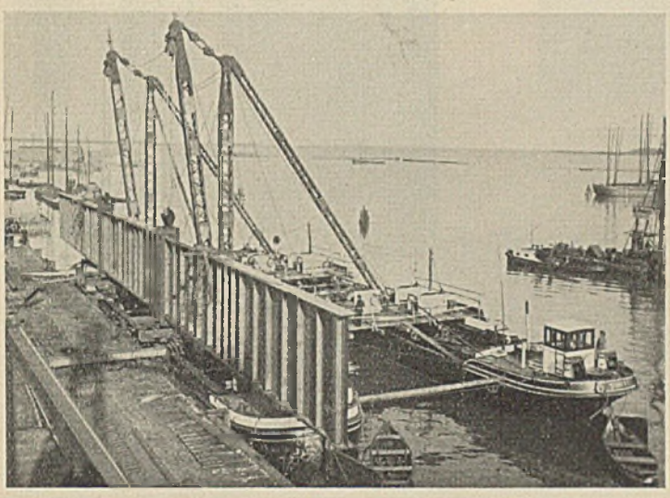


Abb. 11. Der Träger ist von zwei Kranen von den Wagen gehoben und auf ein Schiff abgesetzt.

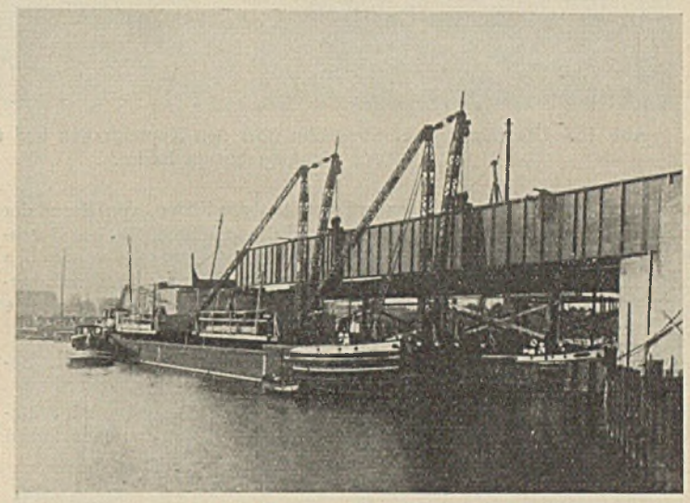


Abb. 12.
Der Träger wird auf Pfeiler und Widerlager abgesetzt.

Der stählerne, eingleisige Überbau hat genietete, vollwandige Hauptträger, die dem Gleisbogen folgend gekrümmt sind und ohne Gelenke über drei Öffnungen durchlaufen. Die Stützweiten betragen 35,75—38,50—35,75 m. Die Mittelstützen sind geschweißte Pendelportale.

7. Überführung der Stadtbahn über das Wilhelmsufer im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 17).

Vier eingleisige Überbauten mit zwei Zwischenstützen aus stählernen Pendelportalen und mit vollwandigen, stählernen Hauptträgern in Balkenform, die in den Seitenöffnungen Gelenke aufweisen. Stützweiten 5,7—16,0—5,7 m. Charakteristische Form der neuen Straßenunterführungen unter Eisenbahngleisen in Berlin.

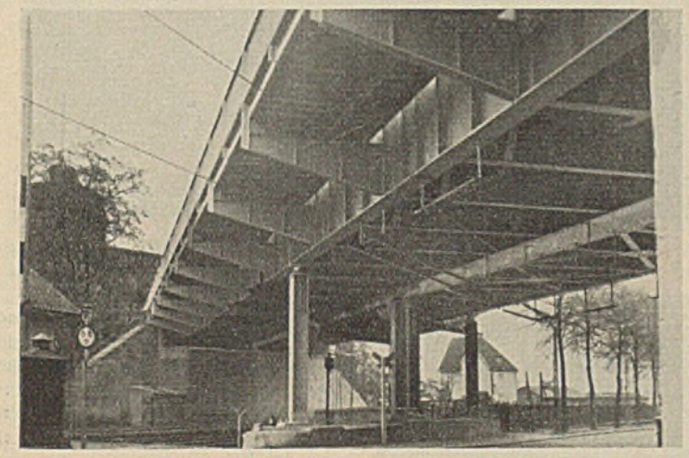


Abb. 14.
Kreuzungsbauwerk in Mainz-Süd.

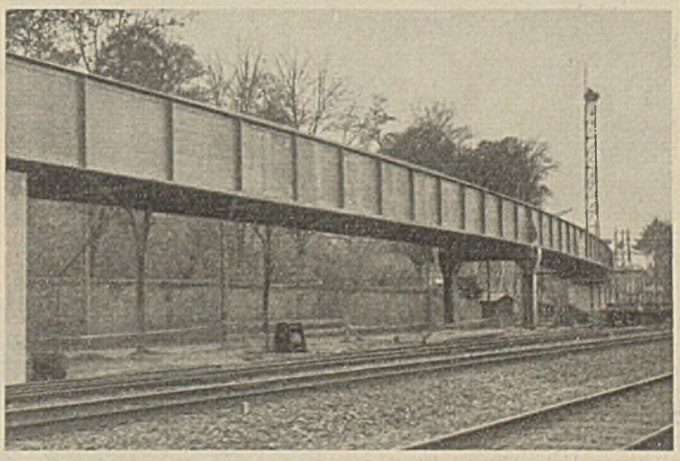
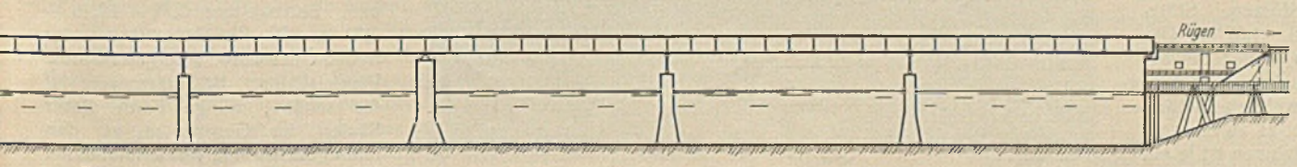


Abb. 15. Überführung des Gleises Mainz—Worms über die Straße Worms—Mainz.

6. Überführung der Stadtbahn über den Kupfergraben und über die Straße am Kupfergraben in Berlin im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 16).

Vier eingleisige Überbauten mit vollwandigen, stählernen Hauptträgern in Balkenform. Stützweite der Hauptträger über dem Wasser 32 m. Diese Hauptträger sind mit portalartigen, stählernen Füßen auf dem Bürgersteig der Straße gelagert. Die Träger über der Straße stützen sich mit Gelenken oben auf die portalartigen Füße, in der Mitte auf stählerne Pendelportale und jenseits auf das Widerlager. Neben den Pendelportalen sind Gelenke in die Hauptträger eingeschaltet. Stützweiten der Träger über der Straße 16,9 und 14,4 m. Die Form und die Höhenlage der Unterkanten der Hauptträger wurden durch die Stützweiten und die örtlichen Verhältnisse bestimmt.

8. Überführung von sieben Gleisen über die Wertach in Augsburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Augsburg (Abb. 18).



im Zuge des Rügendamms.

Die Wertach wird von sieben vollwandigen, 40 m weit ge-

Abb. 16. Überführung der Stadtbahn über den Kupfergraben und über die Straße Am Kupfergraben in Berlin.

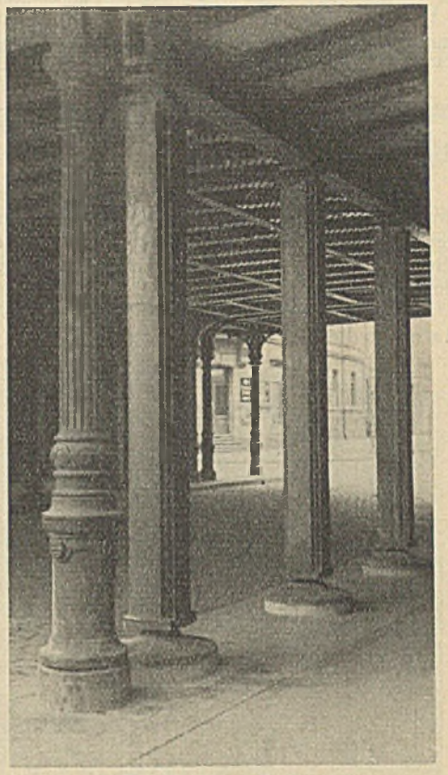


Abb. 22. Unterführung der Werder-Beust-Straße in Dresden.

stützten, stählernen Balkenträgern mit portalartigen Füßen, von denen der eine auf Rollenlagern liegt, überbrückt. Die Seitenöffnungen, die zur Durchführung eines Fußweges und einer Kleinbahn dienen, werden von sieben vollwandigen, 9,5 bis 12,5 m weit gestützten, stählernen Trägern überspannt, die sich auf die Widerlager und oben auf die portalartigen Füße des mittleren Überbaues stützen.

9. Unterführung der Ellerstraße im Bahnhof Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 19).

Geschweißte, einbetonierte Träger, die über drei Öffnungen mit Stützweiten von 7,24 — 15,62 — 7,24 m durchlaufen. Die Zwischenstützen

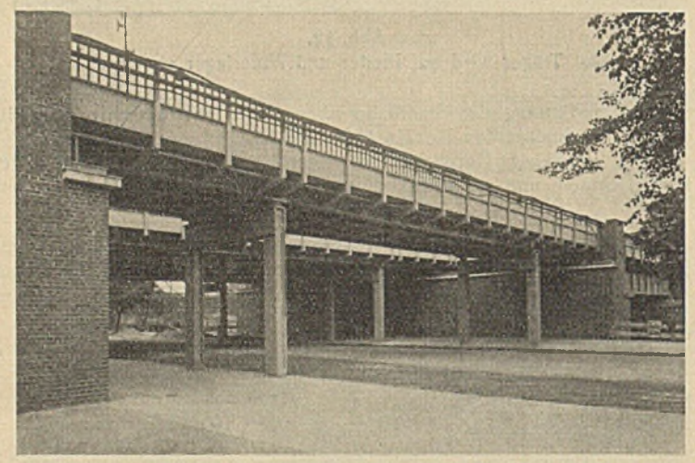


Abb. 17. Überführung der Stadtbahn über das Wilhelmsufer in Berlin.

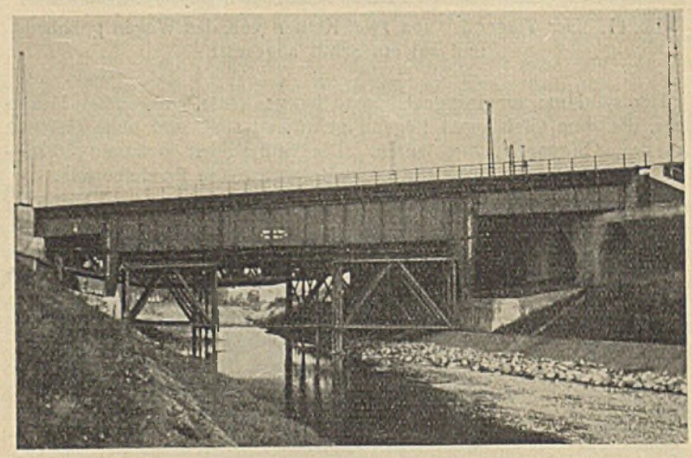


Abb. 18. Wertachbrücke.

sind geschweißte Vollwandrahmen. Die unteren Flächen der Flansche der Träger sind nicht mit Beton umhüllt, sondern gestrichen. Die Form der Pendelrahmen ist ästhetisch sehr befriedigend. Der Eindruck der ganzen Unterführung ist sehr wirkungsvoll.

10. Sandstraßenunterführung in Hannover im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 20 u. 21).

Geschweißte, einbetonierte Träger auf vier Stützen. Stützweiten: 4,37 — 12,56 — 4,37 m. Das Bauwerk ist dem unter 9. beschriebenen ganz ähnlich. Die Ausbildung der geschweißten Pendelrahmen ist aus Abb. 21 zu ersehen. Zwischen je zwei Rahmen ist je ein Koppelträger gelenkig eingehängt.

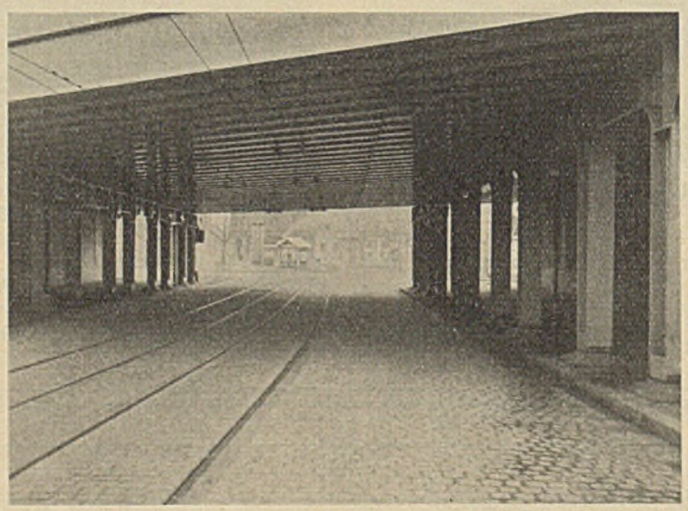


Abb. 19. Unterführung der Ellerstraße in Düsseldorf.

(Die unteren Flächen der Träger sind im Bilde noch nicht gesäubert und gestrichen. Das Bauwerk sieht im fertigen Zustande ebenso gut aus wie die Unterführung der Ellerstraße.) Die Fußwege liegen höher als der Fahrdamm.

11. Unterführung der Werder-Beust-Straße in Dresden im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 22).

Engliegende, genietete Blechträger auf vier Stützen mit Betonkappen. Stützweiten: 5,71 — 12,48 — 5,71 m. Die Zwischenstützen der neuen Überbauten sind geschweißte Pendelsäulen. Bemerkenswert ist die schöne, ruhige Form dieser Säulen im Gegensatze zu den alten gußeisernen, verzierten Säulen (Abb. 22).

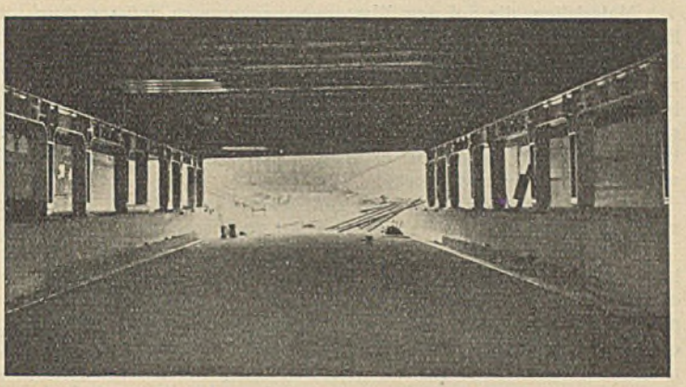


Abb. 20. Sandstraßenunterführung in Hannover.

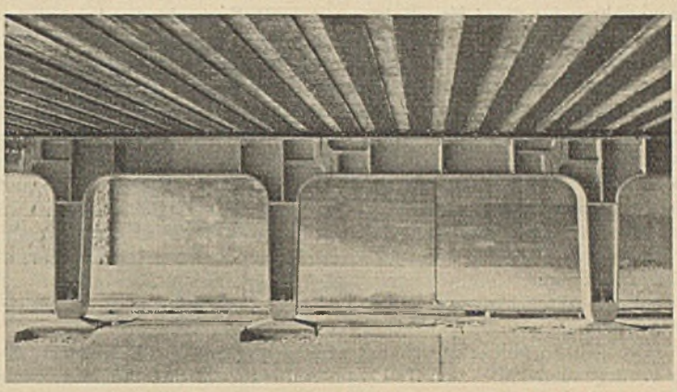


Abb. 21. Sandstraßenunterführung. Pendelrahmen.

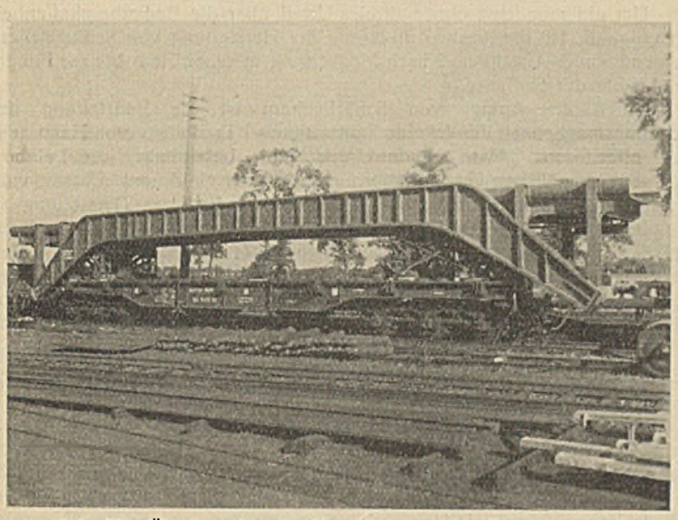


Abb. 23. Überbau für die Unterführung der Erkrather Straße, auf Bahnwagen verladen.

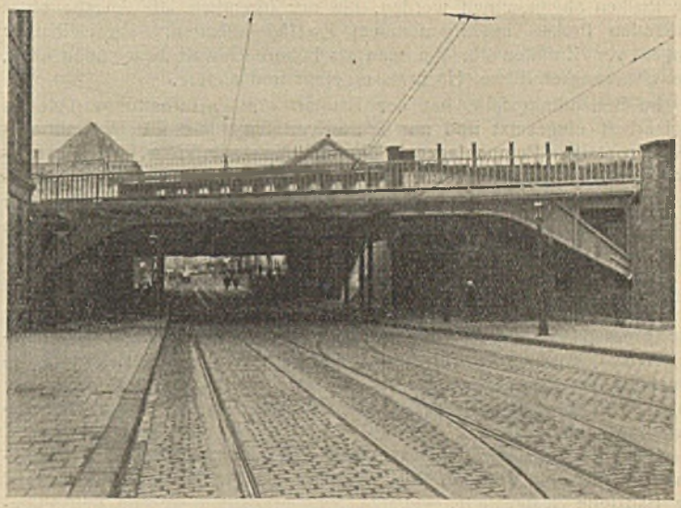


Abb. 24. Unterführung der Erkrather Straße.

12. Unterführung der Erkrather Straße in km 0,70 der Strecke Düsseldorf—Duisburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 23 u. 24).

Ganz geschweißter Überbau mit Zweigelenkrahmen von 21,20 m Spannweite. Abb. 23 zeigt den in der Werkstatt fertig verschweißten und auf Bahnwagen verladenen Überbau, Abb. 24 stellt das fertige Bauwerk dar.

(Schluß folgt.)

Vorschläge für die Vergabe von Bauleistungen zu angemessenen Preisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Brugsch**, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

Beispiel einer Vorbereitung zur Selbstkostenermittlung.

Eine Baubehörde, der das Planen und die Ausführung einer Flußverbesserung übertragen sind, beabsichtigt mit dem Bau einer Schleuse zu beginnen. Die vollständige Schleusenanlage mit Ober- und Unterkanal, einschließlich des mit dem Schleusenbauwerk unmittelbar zusammenhängenden Wehrpfeilers und einschließlich Fischpaß, sollen ausgeschrieben werden.

Die Entwurfsarbeiten sind vollendet durchgearbeitet, sämtliche Bauteile sind so eingehend dargestellt und beschrieben, daß kein Zweifel über die gewünschte Bauweise entstehen kann.

Die Ausschreibungsbedingungen haben die Vorschriften der Reichs-Verdingungs-Ordnung befolgt, d. h. die Ordnungszahlen enthalten nur gleichartige Leistungen, und diese sind so eindeutig und erschöpfend beschrieben, daß sie von allen Bietern in gleichem Sinne verstanden werden können.

Die Ausschreibung hat insofern noch Nachteiliges für den Unternehmer, als die Einrichtungskosten und die Ausgaben für die Abrüstung der Baustelle, ebenso die Gemeinkosten nicht gesondert aufgeführt sind, sondern in den Bauleistungen enthalten sind. Der Auftragnehmer muß daher erhebliche Summen aufwenden, bevor er nach entsprechenden Bauleistungen Abschlagzahlungen fordern kann.

Das bedeutet für den Unternehmer eine erhebliche Belastung seines Betriebskapitals und daher seiner Leistungsfähigkeit zur Hereinnahme weiterer Aufträge. — Der Auftragnehmer hat die Beschaffung der mit dem Bauwerk verbundenen Baustoffe selbst übernommen, so daß nur das Mengenrisiko vom Unternehmer zu tragen ist.

In dem folgenden Kostenanschlag für den Schleusenbau sind nur die den Gesamtpreis des Angebotes wesentlich entscheidenden Positionen aufgenommen, deren gründliche Bearbeitung zur Erzielung des besten wirtschaftlichen Angebotes notwendig ist. Eingehende Prüfung der besten

Pos.	Menge	Gegenstand	Einheitspreis	Geldbetrag
1 bis 6	—	Rasen abdecken und Mutterboden aussetzen		
7	150000 m³	ungebundenen Abtrag bzw. Aushub innerhalb der Umspundung der Schleusenanlage mit Anschlußkanälen zu lösen, zu laden und zu transportieren		
8	10 000 „	Bodenaushub außerhalb der Spundwände, der Schleuse im freien Fluß, wie vor		
9	8 500 „	Beton der Fundamente, der Häupter, der Kammer, Leit- und Trennungswände, Fischpaßpfeiler usw.		
10	36 000 „	Beton des aufgehenden Mauerwerks, der Häupter, wie vor		
11	820 „	Füllbeton herstellen (ohne Schalung)		
12	230 „	Beton der Verkleidung der Umläufe		
13 bis 15	1 350 „	Granitmauerwerk, Hausteinmauerwerk und Verkleidungsmauerwerk		
16 bis Schluß	—	Arbeiten wie Estrich, Glattstrich, bituminöser Anstrich, Ufer- und Böschungsarbeiten und kleinere Ausführungen		

Bauverfahren für diese Hauptleistungen, gute Beobachtung der örtlichen und zeitlichen Verhältnisse, richtige Bemessung der zu erzielenden Bauleistungen, sowohl der zur Verfügung stehenden Arbeitskräfte als auch der vorhandenen Geräte und Maschinen, und klare Übersicht über die zweckmäßige Einrichtung der Baustelle sind hierfür die Vorbedingungen.

Die weiteren Bauleistungen sind nicht von so wesentlicher Bedeutung, da es sich zumeist um Arbeiten handelt, die sich in ähnlicher Art wiederholen; wo es möglich ist, die Erfahrung anderer Baustellen, wenn auch nicht mechanisch, zu verwenden, wo der Begriff Normalleistung eher anzuwenden ist. Das sind Leistungen, wie Rasen abdecken, Mutterboden abheben und beiseitesetzen, und Bauleistungen, die leicht zu Akkordsätzen an kleinere Unternehmungen abgegeben werden können, um auch diesen die Möglichkeit zu geben, an der Ausführung größerer Bauten mitzuwirken.

Die Risiken vorher nicht einwandfrei festzulegender Leistungen sind im vorliegenden Falle zum Teil vom Auftraggeber abgenommen, wenngleich noch Anforderungen an den Unternehmer gestellt werden, die ein Risiko bedeuten. Es wäre zu wünschen, daß in Zukunft dem Baubetrieb alle Risiken abgenommen werden, die nur irgendwie die Abgabe eines bindenden Preises mit irgendeinem Zweifel behaften. Diese Risiken hängen von Zufällen ab, die man als höhere Gewalt bezeichnen kann, wie Witterungseinflüsse, Hochwassergefahr und andere.

Im Behandlungsfalle hat der Bauherr die Wasserhaltungsarbeit als Regiearbeit eingesetzt und nur Preise verlangt für die Vorhaltung verschieden starker Pumpanlagen. Das Hochwasserrisiko ist aber nur eingeschränkt, insofern Schäden, die bei Überschreiten eines Grenzpegelstandes entstehen, vom Unternehmer zu tragen sind. Der Unternehmer bleibt interessiert, und das ist die Begründung hierfür, Vorkehrungen zu treffen, die zur Einschränkung der Hochwassergefahren dienen.

Vorarbeiten.

Der kalkulierende Fachmann beginnt zunächst damit, sich in die Ausschreibungsunterlagen hineinzuarbeiten. Dieses erste Sichhineinvertiefen ist eine der wichtigsten Aufgaben. Er muß sich den Werdegang des Bauwerks klar überlegen und den Bau sich im Geiste wie einen Film abrollen lassen, stets bedacht, das wirtschaftlichste Arbeitsverfahren anzuwenden.

Dann folgt die wichtige örtliche Besichtigung der Baustelle, gemeinschaftlich mit dem Vertreter der Bauherrschaft. Hierbei wird der Zustand der Baustelle festgestellt, etwaige Schwierigkeiten werden bekanntgegeben und genaue Ermittlungen durch örtliche Erkundungen angestellt über geologische Verhältnisse, Bodenzustände, Lage des Grundwasserstandes, Hochwassergefahren, Witterungseinflüsse usw. Eine Vorbereitung, wie sie im Merkblatt des Ribau angegeben ist.

Dieses örtliche Studium wird leider in den meisten Fällen nicht mit der erforderlichen Gründlichkeit betrieben. Der Kalkulierende beschäftigt sich zu wenig mit den Eigenheiten der Baustelle und begnügt sich mit einem kurzen Einblick, um dann, sich auf sein Gedächtnis verlassend, abseits von der Baustelle die verantwortliche Arbeit der Kostenberechnung am grünen Tisch zu vollenden.

In dieser Tatsache begründet sich oft die spätere Enttäuschung einer unbedachten Kalkulation. Mögen die zeichnerischen Unterlagen und Baubeschreibungen noch so ausführlich sein, niemals kann man eine Baustelle so genau darstellen, daß ein kurzer Besuch an Ort und Stelle genügt. Erst durch persönliche Prüfung, Erkundungen über etwaige Schwierigkeiten bei den ansässigen Bewohnern und durch das Sichhineinleben in die örtlichen Zustände kann der Kalkulierende sich geeignete Berechnungsgrundlagen verschaffen. Leider wird durch die knappe Zeit und die hohen Kosten eines längeren Aufenthaltes die örtliche Bearbeitung verhindert, denn der Fachmann hat ja noch mehr Ausschreibungen zu erledigen.

Die Schleusenbaustelle liegt am linken Flußufer. Die Baugrube der künftigen Schleuse schneidet in das Ufer ein. Die zu bewegenden Bodenmassen liegen zum Teil über Mittelwasser und können daher ohne Hochwassergefahr sofort gelöst und eingebaut werden. Die Flußufer sind unregelmäßig, mit Böschungen 1 : 1,5 bis sogar 1 : 1, ansteigend bis zum Bahnkörper der gleichlaufend mit dem Flußufer liegenden Nebenbahn (vollspurig). Das Hinterland ist bergig.

Die nächste Eisenbahnstation mit Güterabfertigung aller Art befindet sich unterhalb der Baustelle in etwa 1 km Entfernung von der Baustelle (gerechnet vom unteren Schleusenhaupt) entfernt. Gütergleise sind vorhanden, an die durch eine einfache Weichenverbindung Anschluß zur Baustelle hergestellt werden kann. Zwischen Bahnhof und Baustelle ist reichlich Gelände zur Verfügung, um Werkstattanlagen, Magazine, Lokschuppen, Zimmerei, Baubuden usw. unterzubringen (zweckmäßig eine Skizze hierzu).

Der Zementschuppen mit der vorgeschriebenen Grundfläche von 2000 m² kann an der Flußseite in der Verlängerung der Gleise für die Beladung der Zuschlagstoffe, wie Sand, Kies und Schotter, untergebracht werden.

Materialien, die auf dem Wasserwege ankommen, müssen durch eine Entladevorrichtung umgeschlagen werden. (Zur genauen Darstellung der Einteilung der Baustelleneinrichtung ist ein Lageplan anzufertigen.) Bis zum Bahnhof führt eine, auch für schwere Fuhrwerke befahrbare öffentliche Straße, die Anschluß zur Baustelle durch einen Feldweg hat, der gut benutzbar ist. Da die Zufuhrmöglichkeit zur Baustelle auf dem Bahnwege günstig ist, bedarf es keiner besonderen Befestigung des Feldweges für Anförderungszwecke.

Der nächste größere Ort liegt von der Baustelle etwa 2 km entfernt; auch geeignete Arbeitskräfte sind hier gut zu beschaffen.

Die Untersuchung der zu bewegenden Bodenarten durch Bohrungen hat ergeben, daß es sich um durchweg schweren Boden handelt. Bedauerlicherweise besteht noch keine einheitliche Bezeichnung der Bodenarten. Die bisher angegebenen Einteilungen weichen erheblich voneinander ab. Beurteilt man die Bodenart nach den von Dr. Rathjens gemachten Erfahrungen, wonach eine Einteilung in sieben Klassen vorgenommen wird, so hat man es im vorliegenden Falle mit Boden der Klasse IV zu tun: Mergel (Geschiebemergel).

Um ein möglichst einwandfreies Urteil über die Bodenbeschaffenheit zu erhalten, ist die beste Aufklärung die Herstellung von Schürflöchern in genügender Anzahl und nach Möglichkeit in einer Tiefe bis zur Fundamentsohle der Schleuse.

Durch die Anlage von Schürflöchern ist die Beurteilung der Leistungsmöglichkeit für Lösung und Ladung des Bodens von Hand sehr erleichtert. Man gewinnt auch ein besseres Urteil über die Leistung der gewählten Großgeräte. Schürfungen kosten Geld und müssen vom Bauherrn angelegt werden, denn er hat für die klare Darstellung zu sorgen. Der Auftraggeber müßte bei der Begehung der Baustelle durch die Bieter auch die zu erzielende Leistung (Zeit für Lösen und Laden je Arbeiter und je m³) erörtern. Immerhin bleibt der Unternehmer auf sein eigenes Urteil angewiesen, da der Bauherr die Verantwortung für die Richtigkeit einer immerhin subjektiven Beurteilung ablehnen wird.

Im vorliegenden Beispiel wurde der Boden mit einer Leistung je Arbeiter von 2 Std./m³ gelöst mit der Hacke und in $^2/_3$ Std. geladen, Bodenart, für die Handarbeit zweifellos unwirtschaftlich ist.

Unabhängig von der notwendigen Trockenlegung der Schleusenbaugrube können die oberhalb liegenden Bodenmassen sofort durch Baggerbetrieb beseitigt werden, da Störungen durch Hochwasser nicht in Frage kommen. Die Bodenmassen, die unterhalb der normalen Wasserstände liegen, können jedoch erst bewegt werden, wenn die Baugrube mit Spundwänden eingefaßt und ausgepumpt ist.

Die Hauptkippen zum Unterbringen der zu lösenden Bodenmassen liegen stromoberhalb. Mit den gewonnenen Massen sollen die unregelmäßigen Ufer in regelmäßig abgeböschte Uferwandungen abgeglichen werden. Das Kippen der Bodenmengen ist günstig, da Aussatzkippen vom Ufer aus nach dem Fluß und somit die Kippgleise in gleicher Höhe vorgetrieben werden können.

Bauwasser ist vorhanden, kann durch Grundwasser oder auch durch Fassung von Quellen aus dem bergigen Hinterlande gewonnen werden. Die Untersuchung des Wassers hat ergeben, daß es besonders geeignet ist und nur unbedeutende Mengen von Kalk- und Magnesiasalzen enthält.

Für den Antrieb der Baumaschinen ist elektrische Energie vorhanden. In unmittelbarer Nähe der Baustelle befindet sich eine Anschlußmöglichkeit an das Leitungsnetz der nächsten Überlandzentrale.

Das anzuwendende Bauverfahren ist kurz folgendes: Die Schleuse wird durch eine eiserne Umspundung eingefaßt, die in drei Abschnitten mit ungefähr gleichem Masseninhalt hergestellt wird. Der Boden ist so gut wie undurchlässig. Da aber die Rammeisen nicht zuverlässig dicht geschlagen werden können und da mit Tages- und Sickerwasser zu rechnen ist, so wird in jedem Abschnitt der Baugruben eine Pumpenanlage eingerichtet. Der Umfang der Pumpenanlage zur Trockenlegung der Schleusenbaugrube geht auf Risiko des Bauherrn.

Mit den Erdarbeiten wird sofort nach Aufbau der Geräte und der sonstigen maschinellen Einrichtungen begonnen. Sobald die Umrammung der Baugrube, und zwar für den ersten Abschnitt beendet ist, wird der Boden auch aus dem unterhalb der normalen Wasserstände liegenden Teile der Baugrube gelöst und befördert. Sind die Schleusenfundamente freigelegt, so beginnen die Betonarbeiten des ersten Abschnitts. In dieser Weise setzen sich die Arbeiten entsprechend dem Bauprogramm fort.

Die gerammten Eisen bzw. deren Teile werden nach Beendigung der jeweiligen Schleusenabschnitte ausgezogen. Die Bodenmassen, die außerhalb der Schleuse liegen und unter Wasser beseitigt werden müssen, werden im Unterakkord zum festen Einheitspreise für 1 m³ an einen kleinen Unternehmer vergeben, der infolge anderer ausgeführter Flußbauarbeiten einen Schwimmbagger zur Verfügung hat.

Die wichtigsten und die Bauzeit bestimmenden Bauleistungen sind die Betonarbeiten. Sie müssen zu einer Zeit ausgeführt werden, wo der Wechsel der Witterung nicht mehr die Frostgefahr einschließt. Da die Festigkeit des Betons und die Güte der Arbeit den Wert des Bauwerks bestimmen, so muß die gesamte Einrichtung zeitlich und örtlich so an-

geordnet sein, daß ein unbedingt zuverlässiges Betonmaterial in der zur Verfügung stehenden Zeit verarbeitet werden kann.

Zeitlich wird verlangt, daß die Schleusentore bis zum 1. November des zweiten Baujahres eingebaut sind und daß zum 1. April des dritten Baujahres die Schiffahrt die Schleusenanlage befahren kann.

Das Bauwerk liegt in einer Gegend, wo erfahrungsgemäß (Aussagen von Praktikern der Umgebung) der Winter Ende Februar kaum noch Einfluß hat und der 1. März daher Betonarbeiten ohne Wärmeschutz erlaubt. Das gleiche ist bis zum Monatsende November festgestellt. Es verbleiben daher an Arbeitstagen für Betonarbeiten nach örtlicher Erkundung:

März bis August	je 22 Tage
September bis Oktober	„ 20 „
November	„ 10 „

Insgesamt 182 Tage. Das Bauprogramm ist zeitlich so einzuteilen, daß die Innenkammer und die Häupter terminmäßig fertiggestellt werden und die weiteren Betonarbeiten in der folgenden Zeit fortgesetzt werden.

Die tägliche Durchschnittsleistung ergibt sich daher zu 250 m³ fest eingebauten Beton. Dieser immerhin ansehnlichen Leistung muß die Betonierungsanlage, bestehend aus Abmeß- und Waschanlage, sowie Lagerplätzen und Transportanlagen angepaßt werden.

Wichtig ist die Anlage für die Verteilung des fertig gemischten Betons. Der Bauherr verlangt plastischen Beton, naß gemischt in unmittelbarer Nähe der jeweiligen Verwendungsstelle. Hierfür können nur in Frage kommen entweder eine fahrbare Mischanlage mit Einbringung durch Förderband, oder Gießtürme mit Rinnen oder ebenfalls Förderbändern und schließlich Bodenentleerer mit steilen Wänden.

Die Anlagen müssen so eingerichtet werden, daß die Förderanlagen für die Erdbewegung nicht gestört werden. Das beste Verfahren wäre daher dasjenige, das die innere Schleusengrube freihält, also Gießtürme außerhalb der Schleusenbauteile mit Gießvorrichtung und mit Förderbändern.

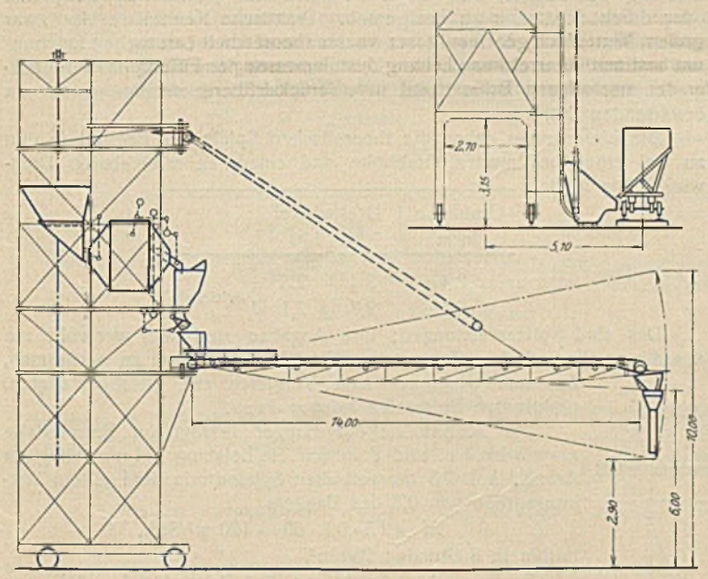


Abb. 1.

Im vorliegenden Falle steht der Baufirma aus früheren Bauten eine fahrbare Anlage (System Ibag) zur Verfügung (Abb. 1). Dieses System hat den Nachteil, daß die Gleisanlage der Erdbewegung mit denen der Betonanlage leicht kollidieren kann. Der Bauleiter muß demnach die Erdarbeiten so betreiben, daß Bagger und Förderanlage den Raum für die Betonierungsanlage rechtzeitig frei machen. Das ist immerhin schwierig; denn auch sonstige Geräte, wie Wolffsche Krananlagen für Materialtransport, Verkleidungsmauerwerk der Schleusenwände, können sich infolge der behindernden Betonanlage nicht längs der Baugrube frei bewegen. Doch hat sich bei geschickter Leitung die Anlage gut bewährt, da der Beton infolge des kräftigen Abwurfes besonders dicht wird und nur im geringen Maße bearbeitet zu werden brauchte, gegenüber dem ungleich ausfallenden Gußbeton.

Die Betonierungsanlage besteht aus dem Zementschuppen mit eingebauter Zement-Traß-Vermischanlage, dem Sand- und Kieslager mit der Greiferanlage und den Silos für die Verladung der Zuschlagstoffe, der Fördereinrichtung und der Betonmischanlage; letztere besteht aus folgenden Teilen (s. Abb. 1):

Fahrbarer Unterwagen, Gleisspur 3 m,
Betonmischmaschine mit 1250 l Trommelinhalt,
Vorfüllkasten,
Halbselbsttätige Wasserabmeßvorrichtung,
Beschickungsaufzug,
Förderband und Vorsilo.

Die Betonierungsanlage ist fahrbar auf einer Gleisanlage, die etwa in Höhe der Baugrubensohle zu verlegen ist. Das durch Spezial-Silowagen herangebrachte Waschmaterial (der Inhalt eines Wagens entspricht einer Mischung Zement, Traß, Kies), wird durch den Aufzugkasten in die Mischmaschine befördert. Nach dem Mischen wird die fertige Betonmasse auf einem 500 mm breiten Förderbande bis zur Verwendungsstelle befördert und abgeworfen.

Die größte Abwurfhöhe beträgt 10 m über S. O. und die größte Entfernung bei um 90° gedrehtem Förderarm von Mitte Gleis 14 m. Das Verfahren hat den Vorzug, daß der Beton dicht und gleichartig wird, während beim Gußverfahren infolge der gleitenden Bewegung in den Rinnen eine unterschiedliche Zusammensetzung des Betons zu befürchten ist, da die schwereren Teile zuerst nach unten streben. Das Mischgut bei Bandförderung kommt unverändert an der Verbrauchstelle an und wird durch ein Fallrohr mit Fallgeschwindigkeit abgeworfen. Die Mischmaschine ist ein Freifallmischer mit Mischschaufeln und Entleerungschurren. Durch ein Verschlußstück kann die Menge des auf das Förderband fallenden fertigen Betons geregelt werden.

Der Unternehmer muß bei allen Vorbereitungen durch wohlüberlegte Organisation Höchstleistungen erzielen, um bei den infolge des Wettbewerbes stark gedrückten Preisen noch wirtschaftlich arbeiten zu können. Er muß sich daher bei allen Maßnahmen ein klares Bild über die Leistungsmöglichkeit seines Gerätes während der fortschreitenden Tätigkeit machen und die Zuführung der Baustoffe so regeln, daß keine Störungen durch andere, gleichzeitige Leistungen entstehen. Diese Überlegungen darf der Kalkulierende nicht für sich allein anstellen, er muß seinen Gedankengang schriftlich festlegen, so daß der Bauleiter sich diesen zu eigen machen kann, um die praktischen Arbeiten dementsprechend durchzuführen.

Das Mischen des Betons erfordert viel Zeit, wenn die heute noch vorgeschriebenen Mischzeiten eingehalten werden sollen. In der Meinung, daß der Beton größere Festigkeiten erlangt, werden höhere Mischzeiten von 3 min und mehr gefordert. Es sei hier auf die Leistungsversuche an Mischmaschinen von Prof. Garbotz, Berlin, und Prof. Graf, Stuttgart, hingewiesen.[1]) Die Folgerung dieser eingehenden Versuche ist, daß eine Verlängerung der Mischzeit beim Stampfbeton über 45 sek hinaus nur unbedeutende Steigerung der Druckfestigkeit bewirkt. Diesen aus den Versuchen sich ergebenden wirtschaftlichen Vorteil einer kürzeren Mischdauer sollte man unbedingt ausnutzen. Von ausschlaggebender Bedeutung für die Erhöhung der Druckfestigkeit ist weniger die Mischzeit als der Wasserzusatz in bezug auf Zeit und Menge.

Um die Leistung der Betonanlage zu bestimmen, muß die Mischzeit durch Versuche vorher festgelegt werden; auf deren Einhaltung ist streng zu achten.

Das Durchschnittsverhältnis von fertigen Beton zur losen Mischgutmasse beträgt nach Erfahrung etwa 0,80.

Die Mischzeit bei regelmäßigem Betriebe berechnet sich im Durchschnitt zu:

Füller aufziehen	20 sek
Mischen	80 „
Entleeren	20 „
zus.	120 sek

In dieser Zeitbestimmung ist bereits eine Sicherheit vorhanden, die allein bei der Mischzeit 30 sek beträgt. Hieraus errechnet sich die Leistung der Anlage bei störungsfreier Anforderung des Mischgutes zu:

$$1{,}250 \cdot (3600 : 120) \cdot 0{,}80 = 30 \text{ m}^3/\text{Std.}$$

Man kann hiernach mit einer 8-stündigen Leistung bei energischer Aufsicht von 240 m³ rechnen. Man muß aber mit unerwarteten Störungen rechnen; infolge ungünstiger Witterung, Schäden an den Betongeräten und anderen. Man kann sie mit dem Störungsfaktor $f = 1{,}2$ ausgleichen. Hieraus ergibt sich die Tagesleistung zu 200 m³ in 8 Stunden.

Der Wasserzusatz geschieht zur Erhöhung der Druckfestigkeit „vorab"; hierdurch werden auch Streuverluste nach Möglichkeit vermieden. Die Wasserabmeßvorrichtung arbeitet mit einer Genauigkeit von ± 3% und hat einen Fassungsraum von 150 l (besser 200 l nach Versuchen von Garbotz). Die Zumessung geschieht in Litern selbsttätig.

Das Mischgut Zement und Traß wird auf dem normalspurigen Bahnwege angefördert, wird übergeladen auf Förderwagen von 90 cm Spur und zum Zementschuppen verfahren. Der Zementschuppen hat nach Vorschrift eine Grundfläche von 2000 m² und enthält eingebaut eine Bindemittelmisch- und Abmeßvorrichtung, bestehend aus Aufzugkasten, ortsfestem Trogmischer und Abmeßvorrichtung.

Der Schuppen hat bei 15 m Breite ein Anfuhrgleis in der Mitte und wird mit Sackkarren be- und entladen. Er kann eine Bestandreserve aufnehmen von etwa 3000 t.

Sand und Kies müssen auf dem Wasserwege herangeschafft werden. Die Transportschiffe werden mit Becherwerken und Förderbändern entladen, außerdem ist ein Raupengreifer vorgesehen. Die Förderbänder haben eine Leistung von 25 bis 30 m³/Std.

Die Betonsilowagen mit eingeteilten Fächern werden mit Greifern oder aus den Silos für Sand und Kies beladen.

[1]) Vgl. Bautechn. 1934, Heft 34, S. 401, Fußnote 1.

Der Betrieb ist so gedacht, daß die von der Mischanlage ankommenden Leerzüge zum Zementschuppen fahren, dort mit der fertigen Zement-Traß-Mischung versehen werden, dann zu den Silos für Zuschlagstoffe fahren und beladen werden (s. Abb. 2) und die gefüllten Silowagen zur Mischanlage gebracht werden. Die mittlere Transportentfernung für die Betonzüge beträgt 500 m; bei einer Ladezeit des Mischgutes von 10 min und einer mittleren Zuggeschwindigkeit von 200 m/min sind an Mischwagen erforderlich

$$x = \frac{10 + 2{,}5 + 2{,}5}{2{,}4},$$

das sind rd. 7 Wagen und mit Reserve 8, so daß insgesamt $2 \times 8 = 16$ Silowagen in Betrieb zu nehmen sind.

Abb. 2.

Es ist zweckmäßig, daß in einem Lageplan die Gleisanordnung für den Betonbetrieb in besonders wichtigen Arbeitsstellungen angegeben wird, um hieraus etwaige Störungen durch Leistungsausfall beim Erdbetrieb festzustellen und ein besseres Ineinandergreifen der beiden Betriebe vorausschauend zu organisieren.

Damit ist die Leistung der Betonmischanlage für den Arbeitsplan mit 200 m³ in einer 8-Stunden-Schicht errechnet. Die erforderlichen Mehrleistungen sind durch Doppelschichten während der langen Sommertage zu erzielen (hierzu Hinweis auf den Arbeitsplan).

Diese Leistung ist bei sachkundiger, energischer Leitung durchaus zu erreichen, was Beispiele ähnlicher Art erwiesen haben. Voraussetzung ist, daß der Bauleiter stets auf störungsfreies Arbeiten bedacht ist.

Erdarbeiten.

Die Arbeiten für die Lösung, Ladung und Abförderung der Bodenmassen sind den wichtigen Betonarbeiten anzupassen.

Die Pos. 7 des Leistungsverzeichnisses verlangt den Abbau von 150 000 m³ Bodenmengen.

Nach eingehendem örtlichem Studium handelt es sich im Durchschnitt um schweren Boden, der als Mergel (Geschiebemergel) bezeichnet wird. Der Abbau des Bodens von Hand ist nicht zu rechtfertigen, da die Schwierigkeit der Lösung und die Kürze der Bauzeit dagegen sprechen.

Um mit den Betonarbeiten, wie im Arbeitsplan vorgesehen, am 1. März des folgenden Baujahres zu beginnen, soll die Schleusenbaugrube in drei Abschnitte geteilt werden. Die Bodenmengen in diesen Abschnitten müssen genau berechnet werden, um Enttäuschungen zu vermeiden.

Die Einteilung der Abschnitte ist so gedacht, daß jeder Teil etwa gleiche Bodenmengen einschließt. Der erste Abschnitt enthält 50 000 m³. Die Massenberechnung hat ergeben, daß mindestens bis zum 1. März des zweiten Baujahres, um mit den Betonarbeiten ohne Unterbrechung vorwärts zu kommen, 30 000 m³ Boden gelöst und gefördert sein müssen (durch Querprofile zu berechnen).

Mit dem Raupenbagger M IV Menck & Hambrock Nr. 1 wird nach dem Bauprogramm am 1. November und mit dem Bagger Nr. 2 am 18. Dezember des ersten Baujahres begonnen. Da nur einfache Schichten vorgesehen sind, können unter der Voraussetzung, daß keine Störungen durch Hochwasser zu erwarten sind, bis dahin geleistet werden:

$$95\ (\text{Schicht}) \cdot 360\ \text{m}^3 = 34\,200\ \text{m}^3.$$

Es ist mithin eine Reserveschicht enthalten, die für unvorhergesehene Fälle ausreicht.

Um die Schleusentore für die Montage der eisernen Tore freizubekommen, müssen die Bagger ihre Leistung bis zum 30. September des zweiten Baujahres bzw. 31. Oktober des zweiten Baujahres (s. Bauprogramm Abb. 3) erledigt haben.

Für die Bewältigung der Bodenmassen sind zwei Raupenband-Löffelbagger vorgesehen, ein Universalgerät, das bekanntlich durch Auswechslung des Auslegers in einen Greifer, Kran oder zur kleinen Ramme umgewandelt werden kann, ein Gerät von großer Beweglichkeit und Leistungsfähigkeit. Die Hauptdaten des Baggers enthält das entsprechende Blatt der Gerätekartothek (s. auch Drucksachen der Lieferfirma).

Im Arbeitsprogramm ist die Durchschnittsleistung eines jeden Baggers mit 360 m³ je 8-Stunden-Schicht angenommen. Es wäre falsch, die Leistung des Baggers nur durch Vergleich mit praktischen Beispielen oder durch Schätzung zu bestimmen. Praktische Kenntnisse sind zwar von großem Werte, doch geht man besser von der theoretischen Leistung aus und bestimmt die erreichbare Leistung durch Bemessung des Füllungsgrades der angetroffenen Bodenart und unter Berücksichtigung der zu erwartenden Störungen.

Die Lieferfirmen geben die theoretischen Spiele des Baggers je min an bei einer bestimmten Grabhöhe und einem zu erreichbaren Drehwinkel wie folgt:

Grabhöhe in m	Drehwinkel 90°	Drehwinkel 180°	
2,4	3,4	2,5	Spiele/min
6,0	2,7	2,1	Spiele/min

Das sind Spitzenleistungen; ihre Angaben sind aber wertvoll, um aus diesen theoretischen Zahlen die effektiven Leistungen zu bestimmen, die man wiederum zum Vergleich mit gleichgestalteten, praktischen Beispielen bringen kann.

Die Schnitthöhe der Bagger beträgt im Beispielfalle etwa 3 bis 4 m und demnach die Leistung bei unabhängiger Arbeit, bei 2,5 theoretischen Spielen/min und einem Wirkungsgrade von 0,8 des Baggers

$$M = 2{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 60 = 120\ \text{m}^3/\text{Std.},$$

mithin in 8 Stunden 960 m³.

Es ist zu berücksichtigen, daß Baggerlöffel und Wagen nicht festen Boden nach Aufmaß enthalten, sondern aufgelockerten. Bei sehr hartem Geschiebemergel kann es sogar vorkommen, daß der Boden nur abgeschält wird, ohne den Löffel zu füllen. Nach Versuchen beträgt der Füllungsgrad:

	im Wagen	im Löffel
leichter Boden . .	0,87	0,83
mittlerer Boden . .	0,77	0,67
schwerer Boden . .	0,65	0,53

Leistungsstörungen beim Löffelbaggerbetrieb treten ein durch das Verschieben des Zuges während des Baggerns. Diese Störungen dürfen höchstens 20 % betragen.

Weiter ergeben sich Störungen durch Schäden am Bagger, im Zugverkehr, sei es durch Lokomotivschäden, Aufenthalt beim Wassernehmen, Witterungsstörungen am Gleis, die allein schon 10 % ausmachen können, Entgleisungen, Störungen auf der Kippe usw.

Diese Störungen sollen nicht mehr als 18 bis 20 % betragen, oder das Gerätematerial ist zu schrabgewirtschaftet.

Im einzelnen kann man die Störungen bewerten:

am Bagger	2 %
im Zugbetrieb	3 %
am Gleis . } auf der Kippe }	10 %
sonstige Störungen . . .	3 %
	18 %.

(Schluß folgt.)

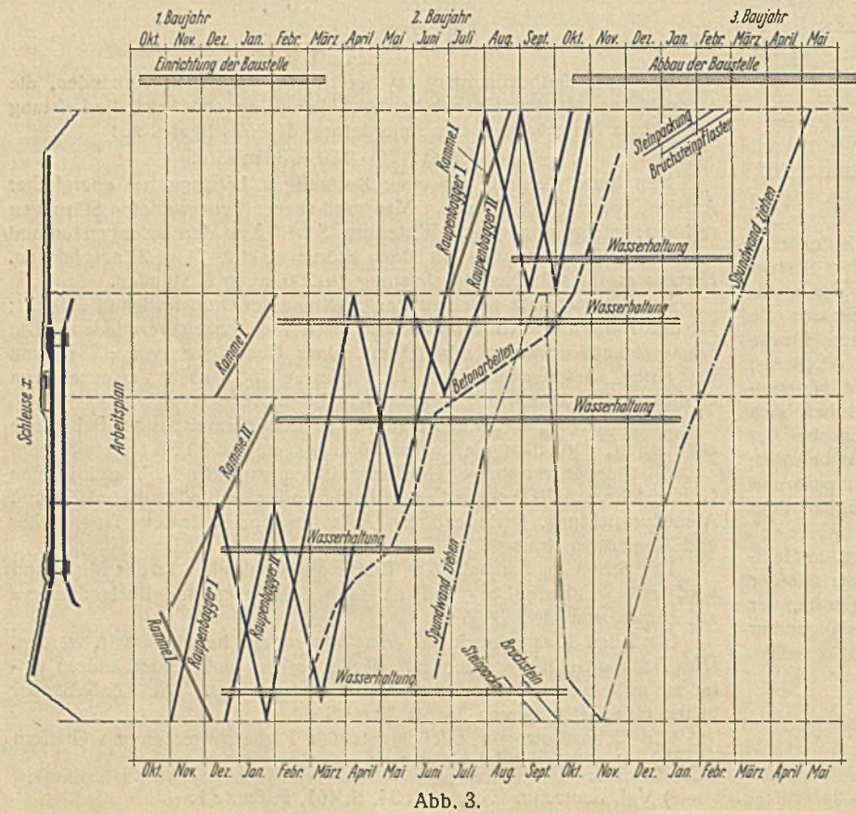


Abb. 3.

Vermischtes.

Straßenbrücke zwischen Dover und Portsmouth, New-England. Im Zuge einer neuen Landstraße zur Verbindung von Portsmouth, dem Hauptmeereshafen von New-Hampshire, und den Städten Dover und Durham wird zur Zeit eine Straßenbrücke von 465 m Länge über die Little Bay

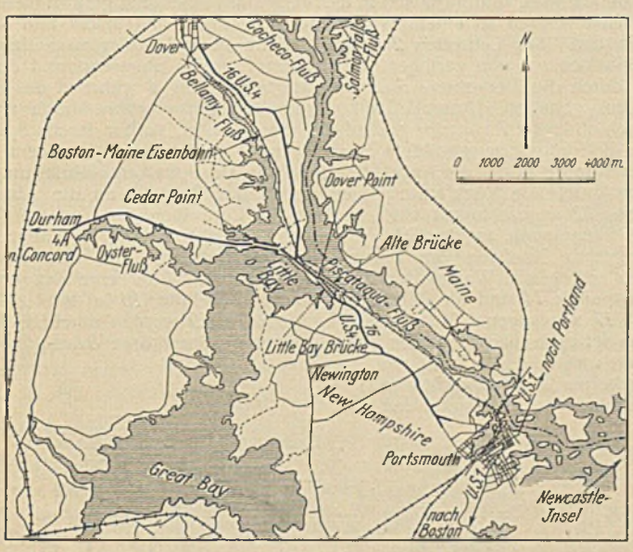


Abb. 1.

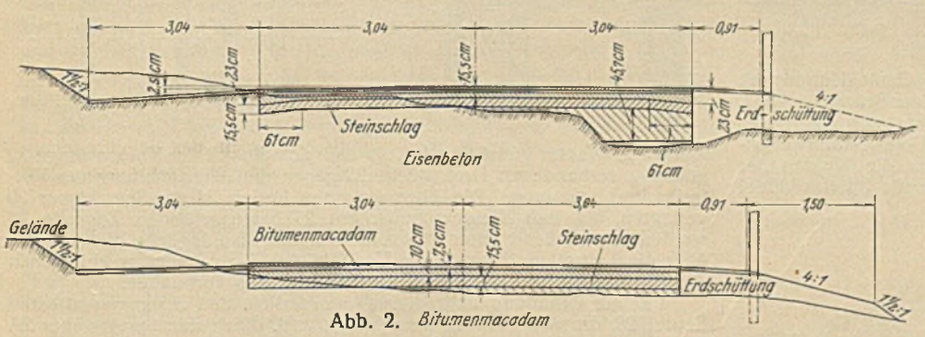


Abb. 2. Bitumenmacadam

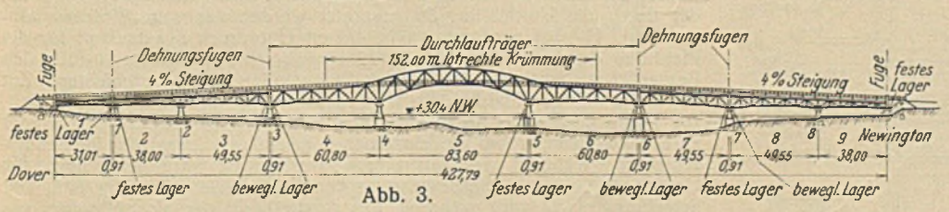


Abb. 3.

errichtet, worüber Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, N. 13 v. 27. Sept., S. 387 berichtet. Der Verlauf der Landstraße und die Lage der Brücke sind aus Abb. 1 ersichtlich.

Die Stadt Portsmouth ist durch die Gewässer nach den nördlichen und westlichen Teilen des Landes hin abgeschnitten. Sie liegt in Richtung der Verbindungslinie zum Cape Cod und zur Narragansett Bucht. Der Gesamtplan erfordert einen Kostenaufwand von 1 675 000 Dollar. Die Landstraße (vgl. Querschnitt in Abb. 2) ist allen neuzeitlichen Anforderungen entsprechend mit einer Eisenbetonpflasterung versehen.

Besonders bemerkenswert ist jedoch die Stahlbrücke in bezug auf den Entwurf und die Errichtung. Sie ähnelt der Straßenbrücke über den Champlain-See, worüber in Eng. News-Rec. 1929, Nr. 21, S. 796, berichtet wurde. Die neun Öffnungen werden von drei Trägertypen überspannt, die aus genietetem Stahlwerk bestehen. Die statische Lagerung der Brücke und das System zeigt Abb. 3.

Über den drei mittleren Öffnungen ist die Systembreite 9,73 m, über den seitlichen Öffnungen jedoch nur 5,47 m. Die Fahrbahnbreite der Eisenbetondecke beträgt 7,3 m, die Breite der seitlichen Fußwege 93 cm. Die Belastungsannahmen entsprechen den Vorschriften der American Association of State Highway Officials. Die Endwiderlager bestehen aus zellenförmigen Eisenbetonkörpern, die Brückenpfeiler sind in Beton hergestellt und auf dem Fels gegründet. Sie haben bis unter die Wasserlinie Granitverkleidung. Die Errichtung der Pfeiler war besonders schwierig, da sie im Hauptstrome der Flut liegen. Der felsige Untergrund befindet sich etwa 12 m unter dem gewöhnlichen Wasserspiegel, darüber lagert Lehm und Sand mit Geröll. Der ursprüngliche Entwurf sah die Gründung in geschlossenen Fangedämmen vor, während bei der Ausführung die unteren Teile unter Wasser betoniert werden mußten. Die Pfeiler Nr. 3 bis 6 haben eine Grundfläche von 16,8 · 4,3 m, die übrigen eine solche von 11,5 · 3,6 m. Der Bau begann von den Seiten aus bis zu den Pfeilern 3 bzw. 7, wobei die Pfeilergründung vom Gerüst aus ausgeführt wurde. Bei den Mittelpfeilern wurden von einem verankerten Schwimmkran aus doppelte Stahlspundwände geschlagen, von denen die innere Spundwand später belassen wurde. Das Abrammen der Spundwände war nur während eines Zeitabschnitts innerhalb der Ebbe möglich. Der Beton, der in Booten herangebracht wurde, hatte das Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3 ½. Im oberen Teile bildete die Granitumkleidung die Abgrenzung für den einzubringenden Beton. Die Stahlkonstruktion wurde, ebenfalls von den Seiten aus beginnend, bis zu den Pfeilern 3 bzw. 7 auf Gerüsten vorgetrieben. Infolge von Störungen durch Eisgang mußte die achte Öffnung durch Auskragen eines auf stählernen Trägern gegründeten Turmes montiert werden. Das gleiche Verfahren wurde auch bei der Öffnung 7 verwendet. In den Öffnungen 4, 5 und 6 konnte der Überbau nicht vom Baugerüst aus aufgestellt werden, so daß die beiden seitlichen Trägerteile 4 und 6 des durchlaufenden Tragwerks durch Einschwimmen auf die Pfeiler gebracht werden mußten. Der mittlere, bogenförmige Teil wurde durch Auskragen von den seitlichen Teilen des Durchlaufträgers hergestellt, unter Zuhilfenahme von auf der Fahrbahn laufenden Auslegerkranen.

Der Herstellung des Betons für die Fahrbahndecke dienten die an den Endwiderlagern aufgestellten Mischanlagen. Bemerkenswert ist noch die in Abb. 4 wiedergegebene Ausbildung der Dehnungsfugen der Fahrbahndecke über den beweglichen Lagern. Zs.

Eine amerikanische Betonstraße mit besonderer Ausbildung der Fugen. Von der Stadt Newark im Staate New Jersey führt eine Straße in nordöstlicher Richtung bis an die Grenze des Staates New York in zahlreichen Windungen durch Ortschaften, dabei andere Straßen und Eisenbahnen in gleicher Höhe kreuzend. Die Hauptverkehrsader des Staates New Jersey hat einen Verkehr von durchschnittlich 5000 Wagen am Tage, der aber zeitweilig bis auf 2000 Fahrzeuge in der Stunde ansteigt. Man hielt es daher für geboten, ein etwa 10 km langes Stück dieser Straße teils umzubauen, teils zu verlegen, um die Krümmungsverhältnisse zu verbessern, die Ortschaften zu umgehen und die Zahl der Kreuzungen zu vermindern. An Stelle der bisherigen einen Fahrbahn mit zwei Fahrspuren hat die neue Straße zwei Fahrbahnen, deren jede Raum für zwei Fahrzeuge in den beiden Richtungen bietet. Zwei 6 m breite, mit Beton befestigte Streifen sind durch ein Mittelbankett von ebenfalls 6 m Breite getrennt. Die mittleren 4,8 m dieses Mittelbanketts sind begrünt; zu beiden Seiten des Grünstreifens liegen zwei je 60 cm breite, leicht befestigte Flächen, die, wenn es nötig wird, zur Verbreiterung der Betonfahrbahn dienen können. Der Entwurf sieht außerdem die Angliederung je zweier weiterer Fahrspuren auf der Außenseite vor. Die beiden Fahrbahnstreifen fallen dachartig nach außen ab und sind mit einer durchgehend 23 cm dicken Eisenbetondecke versehen. Jeder Fahrbahnstreifen ist durch eine Längsfuge in der Mitte und durch Querfugen in 17 m Abstand in Platten geteilt. 5 cm unter der Oberfläche liegt ein Stahlgeflecht, dessen Stäbe in der Längsrichtung 30 cm, in der Querrichtung 15 cm voneinander entfernt sind. Die Ränder der Platten sind mit einem 18 mm dicken Längseisen bewehrt, das 13 cm hinter der Fuge liegt und dessen Enden umgebogen sind. Der Beton hat ein Mischungsverhältnis von ungefähr 1 : 1,75 : 3,42.

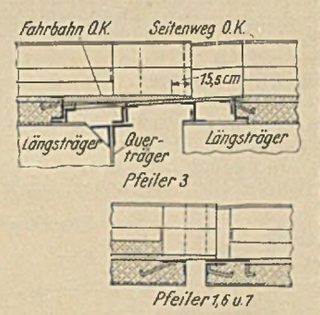


Abb. 4.

Man hatte in New Jersey und auch anderwärts die Erfahrung gemacht, daß eine in Platten aufgelöste Betonstraße unter dem Einfluß des Verkehrs bald uneben wird, indem die in Richtung des Verkehrs jenseits der Fuge liegende Kante der Platten sich senkt. Drang nun gar bei Regen Wasser durch die Fuge, so trat beim Befahren der Straße eine pumpende Wirkung auf, die sich im Austreten von Schlamm bemerkbar machte. Das Ende der Platte lag infolgedessen nach einiger Zeit hohl, und etwa 2 bis 2,5 m von der Fuge entfernt entstand ein Riß parallel zur Fuge. Diese Vorgänge sollten bei der hier beschriebenen Straße durch eine besonders kräftige Verdübelung der aneinanderstoßenden Plattenkanten vermieden werden. Man machte zunächst, wie Eng. News-Rec. 1934 vom 6. September berichtet, einige Versuche zur Ermittlung der zweckmäßigsten Art der Verdübelung der aneinanderstoßenden Plattenränder; ihr Ergebnis war die Erkenntnis, daß die Fuge so wasserdicht wie nur irgendmöglich sein muß und daß die Dübel imstande sein müssen, die Verkehrslast mit ihrem vollen Gewicht von der einen Platte auf die andere zu übertragen. Die Dübel müssen, damit dieses Ziel erreicht wird, genau in der richtigen Lage eingebaut werden.

Auf Grund der Versuche, indem eine der dabei benutzten Verdübelungen noch verbessert wurde, wurde die in Abb. 1 dargestellte

Ausbildung der Fugen zwischen den Platten entwickelt. Parallel zur Fuge wurden in halber Höhe des Betons, beiderseits 30 cm von der Fuge entfernt, zwei ⊏-artige Eisen *A* als Auflager für die Dübel verlegt. Senkrecht zu diesen wurden, die Fuge überbrückend, zwölf 5 cm hohe ⊏-Eisen *B* eingebaut, die sich auf den unteren Flansch der Eisen *A* stützen; sie durchdringen die bereits vorher eingelegte Dichtungsplatte *C* in der Fuge. An den Dübeln wurden beiderseits der Fuge kleine Winkeleisen *E* (25 · 25 · 3 mm) mit Hilfe von sieben Bügeln *F* oben und unten festgeklemmt. Die 13 mm dicke Ausfüllung der Fuge ist mit einem wasserdichten Streifen *D* abgedeckt. Die obersten 15 mm der Fuge sind noch mit einer Füllmasse aus Bitumen ausgegossen. Die eine Hälfte jedes Dübels wurde vor dem Einlegen in heißen Asphalt eingetaucht, wodurch das Anbinden des Betons an diese Hälfte verhindert und so eine Beweglichkeit des Dübels in der Längsrichtung ermöglicht werden sollte. Vor der Stirn des Dübels auf dieser Seite waren 15 mm Luft gelassen, die mit in Öl getränkter Wellpappe ausgefüllt wurden.

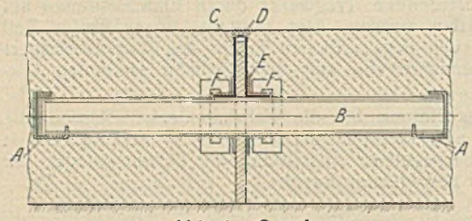


Abb. 1. Querfuge.

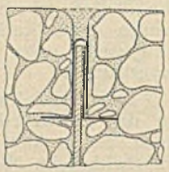
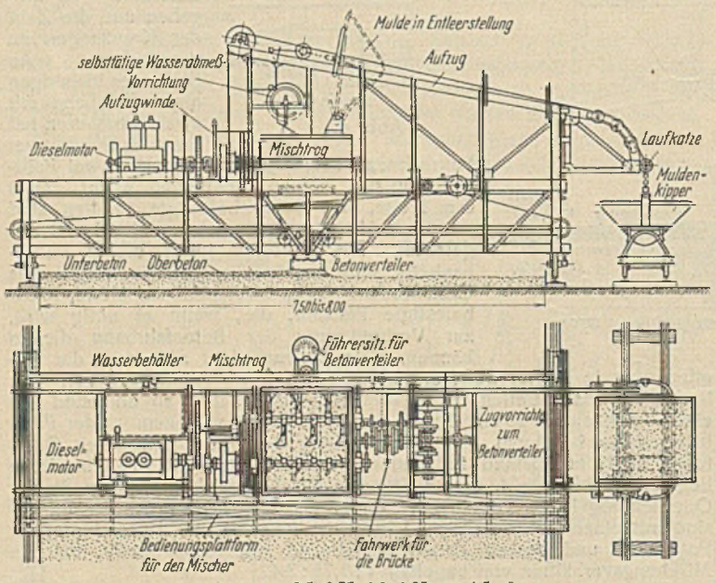


Abb. 2. Längsfuge.

Man glaubt, auf diese Art eine Ausbildung der Fuge erreicht zu haben, die wasserdicht ist, trotzdem aber Bewegungen zuläßt. Die Tragfähigkeit der hochgestellten ⊏-Eisen *B* gewährleistet die Übertragung der Belastung von einer Platte auf die andere; ihre richtige Lage wird durch ihre Auflagerung auf den Eisen *A* gesichert, die zugleich die Beanspruchung auf den Beton verteilen. Ebenso übertragen die Winkeleisen *E* die Belastung der Betonplatte gleichmäßig auf die Eisen *B*.

Die Längsfugen sind einfacher ausgebildet (Abb. 2). Wkk.

Betonmischer für Straßenbauten. Bei diesem Gerät (Hüttenwerk Sonthofen) befindet sich die Mischtrommel in der Mitte der Brücke (s. Abb.), so daß der Betonverteiler einen Leerweg bis höchstens zur Hälfte der Straßenbreite zurückzulegen hat. Beschickt wird der Doppel-Rührwellen-Mischer durch einen Aufzug mit Laufkatze, mit dem die Mulden der Kippwagen von den Fahrgestellen abgehoben, bis an die Mischtrommel



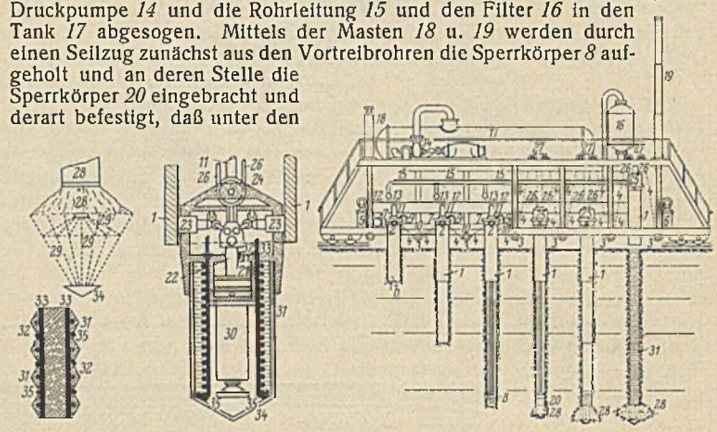
Troglüllung: 0,5, 0,75, 1,0, 1,25 und 1,5 m³.

Straßenbetonmischer mit einem Mischtrog in der Mitte der Brücke, einem Muldenaufzug und einem Betonverteiler.

gefördert und wieder zurückgebracht werden. Nach dem Einfüllen des Mischgutes wird zunächst kurze Zeit trocken gemischt und dann durch eine selbsttätige Wasserabmeßvorrichtung die eingestellte Wassermenge hinzugefügt. Das Mischen dauert 1 bis $1^1/_2$ min. Aus der Trommel fällt der fertige Beton in einen mechanisch verfahrbaren Verteiler, durch den er über die Straßenbreite verteilt wird. Zur Bedienung des Gerätes gehören zwei Mann, von denen der eine die Mischtrommel, den Aufzug und die Wasserzufuhr und der andere den Betonverteiler und das Fahrwerk der Brücke bedient. Der Antrieb-Dieselmotor leistet 32 PS. R.—

Patentschau.

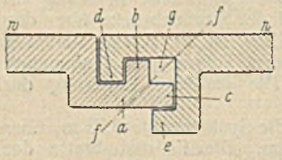
Verfahren zur Herstellung von Ortbetonpfählen. (Kl. 84c, Nr. 588 198 vom 3. 2. 1932 von Karl Derr in Lünen, Lippe.) Das Verfahren besteht darin, daß aus der die untere Mündung des Vortreibrohres abschließenden und nach unten zu öffnenden Vorrichtung während des Austreibens des Vortreibrohres und des Betonierens des Pfahlschaftes der anfänglich in die Vorrichtung quergefaltet eingelegte Schutzmantel und gleichzeitig die in den Falten des Mantels angeordneten Umschnürungseisen sowie die Ringbewehrungseisen von unten nach oben fortschreitend gemeinsam auseinandergezogen werden, wobei die Falten des Schutzmantels in eine zickzackähnliche oder wellenförmige Gestalt gebracht und die Längsbewehrungseisen in der Verschlußvorrichtung geführt werden. Zunächst werden an einem Wagen Vortreibrohre *1* angebracht und dann durch den über Leitrollen *2* sowie Umlenkrollen *3* verlegten Seilzug *4* in Bohrlöcher *b* von geringer Tiefe in das Erdreich abgesetzt und durch den durch die Hebezeuge *5* u. *6* betätigten Seilzug *4* während des Eintreibens gehalten. Anschließend werden die Vortreibrohre durch einen Verschlußdeckel *7* von der Außenluft abgeschlossen, vorher der als Sprüh- oder Bohrkörper ausgebildete Sperrkörper *8* eingebracht. Nachdem die Vortreibrohre durch die Anschlüsse *9* an die Druckwasserzuführleitung *10* sowie durch die Rückführleitungen *11* für das Bohrgut an die Abführleitung *12* angeschlossen sind, beginnt das Eintreiben der Vortreibrohre. Eine Saugpumpe in der Rückführleitung erleichtert das Ausspülen des Bohrgutes. Nachdem die Vortreibrohre eingetrieben sind, wird das in ihnen anstehende Wasser durch die Anschlüsse *13* über eine Saug- und Druckpumpe *14* und die Rohrleitung *15* und den Filter *16* in den Tank *17* abgesogen. Mittels der Masten *18* u. *19* werden durch einen Seilzug zunächst aus den Vortreibrohren die Sperrkörper *8* aufgeholt und an deren Stelle die Sperrkörper *20* eingebracht und derart befestigt, daß unter den



Kolben *21* Wasser gedrückt wird, so daß sich die mit der Kolbenstange *22* gelenkig verbundenen Druckstücke *23* gegen die Innenwandung des Vortreibrohres stemmen. Die über die losen Rollen *24* der Sperrkörper *20* verlegten, aus den Kleinbetonmischern *25* herausgeführten Zugseile *26* werden anschließend unter Einschalten in das ursprüngliche Widerlager *4* über die Leitrollen *27* sowie die Umlenkrollen *3* zu einem geschlossenen Zuge gekoppelt und mit den Hebezeugen *5* u. *6* verbunden.

Für die Gründung ist zunächst erforderlich, den zusammenfaltbaren Beutel *28*, der den Pfahlfuß umschließt, z. B. durch den Spreizkörper *29*, der durch die Vorrichtung *30* gespreizt werden kann, ins Erdreich einzusetzen. Hierauf wird unter erheblichem Überdruck der Baustoff für die Pfahlfüße durch die Rohrleitung *11* eingebracht; der Baustoff füllt den Beutel *28* aus und verdrängt dabei die anstoßenden Bodenschichten. Zur Durchbildung der Pfahlschäfte werden die Vortreibrohre durch den Seilzug *4* und mittels der Sperrkörper *20* gleichzeitig aus dem Erdreich wieder zurückgewonnen, wobei die einzelnen Rohrschüsse sich wieder ineinanderschieben. Während des Austreibens der Vortreibrohre setzt auch die Ummantelung sowie die Bewehrung der Pfahlschäfte selbsttätig ein. Der Schutzmantel *31* wird während des Austreibens der Vortreibrohre aus dem Sperrkörper *20* herausgezogen und entfaltet. Die Ringe *32* legen sich als Querbewehrung um die Längsbewehrung *33*, die mit dem Fußstück *34* des Beutels *28* durch Haken *35* verbunden sind. Die Ringe *36* dienen als Umschnürung der Ummantelung *31* und verhindern deren übermäßiges Ausbauchen während des Betonierens.

Spundwandschloß. (Kl. 84c, Nr. 589 375 vom 28. 7. 1928 von Adolf Ruhl in Ludwigshafen a. Rh.) Um das Schloß verdrehungssteif und zugsicher auszubilden, werden die geraden Begrenzungslinien zwischen Feder und Klaue teils annähernd senkrecht, teils annähernd gleichlaufend zur Wandebene *w—w* gerichtet. Das Schloß ist ferner durch die T-förmige Gestalt des Wulstquerschnitts besonders wasserdicht und gestattet, durch die Symmetrie der Schloßteile zu einer unter 45° zur Wandebene geneigten Achse rechtwinklige Ecken ohne Zwischenschaltung besonderer Profile zu bilden. Der durch die Klauenansätze *d* und *e* umschlossene Wulst *a* erhält durch die Ansätze *b* und *c* T-förmigen Querschnitt. Zwischen Wulst und Klaue befindet sich der Hohlraum *g*. Die Schloßberührungsflächen sind symmetrisch zur Linie *f—f* angeordnet, die um 45° gegen die Wandfläche *w—w* geneigt ist.



INHALT: Ein neuer Eisenbeton-Leuchtturm in Lettland. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1934. (Fortsetzung.) — Vorschläge für die Vergabe von Bauleistungen zu angemessenen Preisen. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Straßenbrücke zwischen Dover und Portsmouth, New-England. — Amerikanische Betonstraße mit besonderer Ausbildung der Fugen. — Betonmischer für Straßenbauten. — Patentschau.

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