

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 13. Dezember 1935

Heft 54

Alle Rechte vorbehalten.

Aus dem wasserbaulichen Arbeitsgebiet der bayerischen Staatsbauverwaltung.

Bearbeitet in der bayer. Ministerialbauabteilung, Einleitung von Ministerialdirektor Prof. Weigmann, München.

(Fortsetzung aus Heft 48.)

Korrektion von der Einmündung des Unterwasserkanals der Innwerke bis zur Salzachmündung (km 96,6 bis 67,56).

Von Mühldorf abwärts bis über die Salzachmündung hinunter verläuft der Inn im allgemeinen in einem an Breite zunehmenden Tal auf den Schotterfeldern der bayerischen Hochebene. Dies bedingte eine Verwilderung des Flusses durch Spaltung in verschiedene Rinnen und durch ausgedehnte Uferabbrüche. Die örtlichen Mißstände und Gefahren zwangen

9. Salzach und Saalach.

An Salzach und Saalach, die sich im Unterhaltungszustande befinden, wurden keine neuen Bauten ausgeführt.

10. Donau zwischen Ulm und Kelheim.

In dieser noch in der Unterhaltung des Landes stehenden Donau-Strecke, die schon lange ausgebaut ist, wurden keine Neubauten ausgeführt.



Abb. 64.

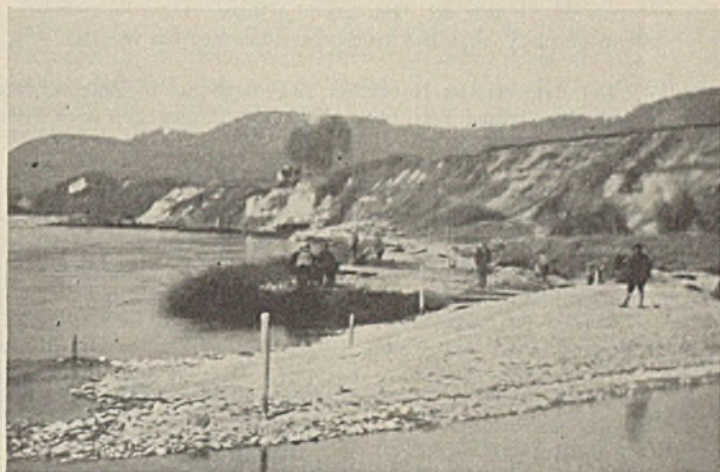


Abb. 65.

Abb. 64 u. 65. Inn km 74,570 bis 74,225 links.

Vortreiben des Leitwerkes nach unterstrom mit Vorschublagern bei Stammham unterhalb Markt.

zu einer geschlossenen Korrektion der ganzen Flußstrecke, die fast durchweg bei doppelseitigem Ausbau für mittlere Sommerwasserführung angelegt ist. Der Ausbau ist noch nicht vollständig abgeschlossen.

Im Jahre 1934 wurden oberhalb Neuötting (km 91,7) 280 m Korrektionsbauten erhöht. Zum Zwecke des Uferschutzes wurden zwischen Alz- und Salzachmündung 2630 m neue Leitwerksbauten angelegt.

Abb. 64 bis 67 zeigen die angewandte Faschinenbauweise in 2 bis 5 m Wassertiefe in verschiedenen Baustadien, Abb. 68 zeigt den Steinlagerplatz längs des Hochwasserdammes bei Markt mit der neuen Innbrücke.

Die Kosten der gesamten Arbeiten des Jahres 1934 betragen rund 400 000 RM, wobei über 55 000 Arbeitertagschichten geleistet wurden.

11. Übrige öffentliche Flüsse des Donaugebietes.

Von den übrigen öffentlichen Flüssen und Flußteilen des Donaugebietes (Ramsach, Naab, Vils, Ilz und Regengebiet) wurden im Jahre 1934 nur im Regengebiet durch Hochwasser verursachte Bauarbeiten durchgeführt:

Am Großen Regen bei der Schönbergsäge und am Weißen Regen zwischen Sommerau und Lam. Erstere Bauarbeit umfaßte die Anlegung eines Durchstiches und erforderte einen Aufwand von rd. 8000 RM (2300 Tageschichten). Die am Weißen Regen durchzuführenden umfangreichen Wiederinstandsetzungsarbeiten der durch Hochwasser zerstörten Ufer- und Flußsicherungen erfordern einen Gesamtkostenaufwand von



Abb. 66. Inn km 74,570 bis 74,225 links.

Herstellung eines Leitwerkes, Aufbringen der Ausgleichsprettlage bei Stammham unterhalb Markt.



Abb. 67. Inn km 74,570 bis 74,225 links.

Anfertigung einer Steinsenfaschline und aufgesteckten Vorschublage zum Vortreiben des Leitwerkes nach oberstrom bei 5 bis 6 m Wassertiefe.

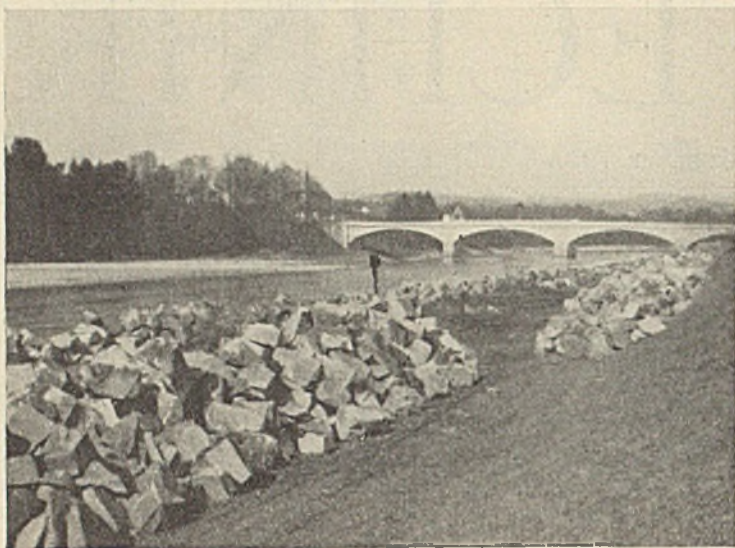


Abb. 68. Inn km 77,4 links.
Steinlagerplatz längs des Hochwasserdammes bei Markt.



Abb. 69. Alz km 22,2 links unterhalb Hirten.
Betonieren einer Betonschlaue zu Wasserbausteinen.

74 300 RM. Bei dem erst im November 1934 begonnenen Unternehmen sind bis Ende des Jahres erst etwa 4000 RM ausgegeben und rund 1000 Tagschichten geleistet.

12. Alz und Traun (hochwassergefährliche Flüsse).

An der hochwassergefährlichen Alz wurden 1934 594 lfdm Leitwerksverlängerungen bei Wajon, Bruckmühl und Hart zum Zwecke des Uferschutzes und der Verbesserung ungünstiger Flußlagen ausgeführt. Sie bestehen aus Halblagenfaschinat mit Kleshinterfüllung und Versteinerung.

Ferner wurden eingebaut 402 lfdm Drahtwalzen zur Einengung des Mittelwasserquerschnittes bei Wajon, Gießmühle und unterhalb Hohenwart, 255 m² Berauhwehrrung zum Uferschutze an angegriffenen Ufern, 765 m² Betonböschungen in Eintiefungsstrecken und 110 lfdm Gehänge zur Berichtigung des Stromstrichs.

5000 m³ Bruchsteine aus Granit und Beton wurden eingebracht.

Die gesamten Kosten betragen 106 600 RM; geleistet wurden 17 000 Tagschichten.

Abb. 69 u. 70 zeigen Betonierungs- und Versteinerungsarbeiten.

An der hochwassergefährlichen Traun wurden 406 lfdm Uferschutzbauten bei Altenmarkt, Poschmühle und Traunstein, ferner 450 lfdm Leitwerk bei Herbsdorf und im Forstbezirk Eschen hergestellt. Diese Bauten bestehen meist aus Faschinat mit Betonsenkstücken und Nagelfluhbruchsteinen.

Die Gesamtkosten beziffern sich auf 26 000 RM; angefallen sind über 3000 Tagschichten.

13. Mangfall (hochwassergefährlicher Fluß).

Die Korrektur der Mangfall zwischen Westerham und Kolbermoor kommt in zwei Tellstrecken, die in flußbautechnischer Hinsicht jedoch eine Einheit darstellen, zur Ausführung:

- Korrektur der Mangfall zwischen Westerham und Heufeld von km 28,000 bis km 14,632 mit 13,368 km Länge;
- Korrektur der Mangfall zwischen Heufeld und Kolbermoor von km 14,632 bis km 8,000 mit 6,632 km Länge.

Der Zweck der Korrektur ist die Verhütung von Uferabbrüchen und Überschwemmungen weiter fruchtbarer Gebiete des glazialen Mangfallbettes von Kolbermoor aufwärts bis zum Talaustritt des Flusses bei Westerham.

Die Überschwemmungen richteten früher nicht nur großen Schaden an Fluren und Wohnstätten an, sie verhinderten auch die wirksame Kultivierung der durch häufige Hochwasser bedrohten Gründe. Die Bestrebungen, diesem Übelstande abzuwehren, gehen auf den Anfang des vorigen Jahrhunderts zurück. Aber allen Maßnahmen blieb bis zum Beginn der zur Zeit in Ausführung begriffenen Korrektur der Erfolg versagt, da es nicht gelang, die zur planmäßigen Korrektur erforderlichen Mittel aufzubringen, und man daher sich stets auf rein örtliche Schutzbauten beschränken mußte. Erst als wegen der Verheerungen des Hochwassers 1899 die Klagen der Anwohner nicht mehr verstummten, drängten die Gemeinden bei den Behörden auf öffentliche Hilfe.

Die Korrektur Westerham—Heufeld wurde im Jahre 1910 in Angriff genommen. Durch sie wird erreicht, daß eine Fläche von rd. 470 ha fruchtbares Acker- und Wiesenland hochwasserfrei wird und die schon vielfach bereits intensiv genutzten Grundstücke nach Vollendung der Korrektur mit Sicherheit bewirtschaftet werden können.

Die Korrektur beginnt kurz oberhalb des Westerhamer Wehres mit einer Flutmulde zwecks Entlastung dieses Wehres und ist in der Hauptsache durchgeführt. Die Bändigung des Flusses geschieht wegen seines großen Gefälles (4 ‰ bis 5 ‰) durch ein System von Querschwellen, das sowohl in waagerechter als auch senkrechter Richtung die Flußlage bestimmt. Hierzu kommt der Hochwasservollschutz durch Anlage von Hochwasserdämmen in 8 m Abstand von der Baulinie des inneren Profils. Vorländer bestehen teils gar nicht, teils unvollkommen. Da ihre erhoffte profilmäßige Selbstbildung zu lange dauert und nicht abgewartet werden kann, sind sie zumeist anzuschütten. Der Fluß erscheint damit nach Art der Wildbachverbauungen reguliert, jedoch nicht im Einheitsquerschnitt, sondern im sogenannten Doppelprofil. Für die Hochwasserführung oberhalb der Leitzachmündung (km 26,3) mit rd. 250 m³/sek ist eine Sohlenbreite von 24 m zugrunde gelegt, die sich unterhalb der Leitzachmündung entsprechend des Zuwachses an Hochwasser für eine HW-Menge von 400 m³/sek auf 32 m vergrößert. Die Schwellenhöhe der normalen Sohlenschwellen beträgt durchschnittlich 0,30 m, der gegenseitige Abstand der Schwellen 60 bis 70 m. Alle zwei bis drei Kilometer sind Stützwälle von etwa 1 m Absturz mit besonders sicherer Gründung zwischengeschaltet. Einen weiteren Stützpunkt bildet das Bruckmühler Wehr bei km 23,030.

Die Uferschutzbauten zwischen den Sohlenschwellen kommen in drei Bautypen zur Ausführung: In besonders scharf gekrümmten Strecken liegt bis auf Höhe des inneren Profils Pflasterung in zweimaliger Böschungs-



Abb. 70. Alz km 30,4 links unterhalb Burgkirchen.
Böschungsversteinerung.



Abb. 71. Mangfallkorrektur zwischen Westerham und Heufeld von km 28,0 bis 14. Blick aufwärts von der Schwelle 132 bei km 23,6.

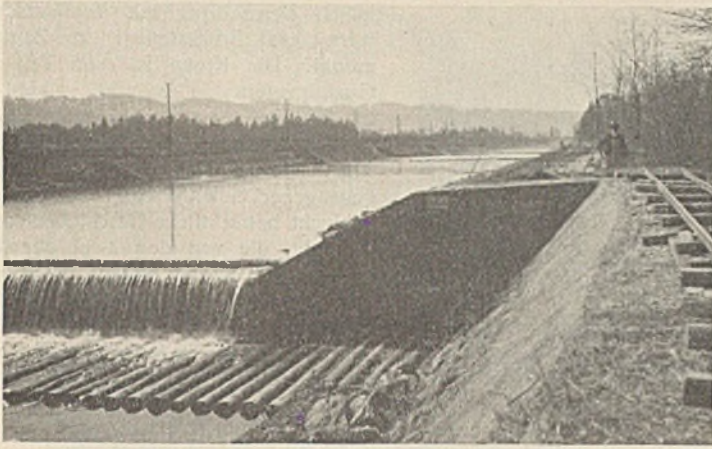


Abb. 72. Das Querswellensystem ist alle 2 bis 3 km durch sogenannte Stützwellen, d. s. besonders starke Schwellen von 1 m Höhe, gesichert und gestützt.



Abb. 73. Unterhalb km 27 sind wegen der leicht verwitterungsfähigen Flinzschieben und des geringen Gefälles (ungefähr 3 ‰) nur einfache örtliche Uferschutzbauten.

Böschungsneigung, gestützt auf einen Steinwurf mit Betonsenkstücken oder Drahtnetzwalzen oder großen Steinblöcken als Vorreiter; in den flach konkaven und teilweise auch in geraden Strecken tritt an Stelle eines Teiles der Pflasterung Berauhwehrring; in den übrigen geraden und konvexen Strecken sind die Böschungen nur berauhwehrt und ihre Füße nur mit kleinen Steinwürfen von 0,5 m³/m gesichert. Unterhalb des Westerhamer Wehres kommen auch Mauerprofile und steile Pflasterböschungen als Uferbefestigungen zur Anwendung.

Zwischen km 27 und 24 ist eine 3 km lange Flußstrecke mit 2,77 ‰ Gefälle als Beobachtungsstrecke ohne Schwellen korrigiert. An ihr soll erprobt werden, ob der Fluß bei diesem Gefälle ohne Sohlenschwellensystem, das die allgemeine Flußinstandhaltung verteuert, gehalten werden kann.

Die 1934 ausgeführten Baumaßnahmen erstrecken sich nur auf den weiteren Ausbau des inneren Profils und Schüttung von Vorländern, um die zerstörende Gewalt der Hochwasser von den Dämmen fernzuhalten. Der Bauaufwand betrug rd. 100 000 RM. Tagschichtenzahl 15619 (Abb. 71 bis 73).

Die seit 1901 in Angriff genommene Korrektur zwischen Heufeld und Kolbermoor konnte erst 1920 wieder tatkräftiger fortgesetzt und bis heute weitergeführt werden. Auch hier wird Hochwasserfreiheit für eine fast gleich große Fläche wie bei der oberhalb gelegenen Korrektur (476 ha) erreicht und die Voraussetzung geschaffen, die den Weg zur bestmöglichen sicheren Grundstücksnutzung frei macht. Durch den Hochwasserschutz wird wertvolles Siedlungsland zwischen Triftbach und Mangfall in der Größe von 25 bis 30 ha erschlossen. Die Korrektionsgrundsätze sind die gleichen wie bei der oberen Strecke. Während dort die

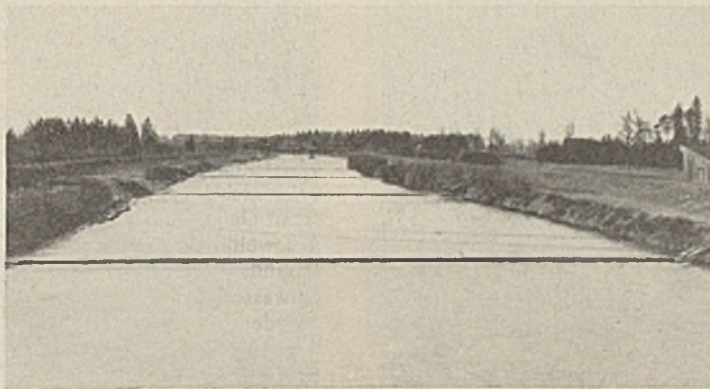


Abb. 76. Das gleiche Bild 8 Jahre später. Der Hochwasservollschutz ist vollzogen.

Schwellenkorrektur eine Länge von rd. 10,3 km erreicht, ist sie hier wesentlich kürzer. Am Ende der Korrektur liegen das 1912 errichtete Walzenwehr der Baumwollspinnerei Kolbermoor bei km 10,1 und 2,4 km weiter abwärts das alte Kolbermoorer Spinnerewehr (km 14,632 und 10,9) schwankt zwischen 4,22 ‰ und 4,68 ‰, während es zwischen den beiden Wehren 2,37 ‰ bis 2,85 ‰ beträgt. Eine Schwellenkorrektur besteht in dieser Flußstrecke nicht.

Das Katastrophenhochwasser wird hier zu 450 bis 500 m³/sek angenommen.

Die im Jahre 1934 ausgeführten Baumaßnahmen erstrecken sich auf Uferschutzbauten (zusammen etwa 1000 m), auf Vorfußverstärkungen und etwa 400 m Hochwasserdamm-schüttung. Der Aufwand hierfür beläuft sich auf rd. 58 000 RM, Tag-schichten 5944 (Abb. 74 bis 76).

14. Wildbachverbauungen.

a) Behebung der Vermurungsgefahr der Urlaine in der Gemeinde Eschenlohe.

In der seit 1925 im Gang befindlichen Verbauung der Urlaine bei Eschenlohe war seit dem Jahre 1931 eine Stockung eingetreten, da die Gemeinde nicht mehr in der Lage war, ihre Beteiligten-Beiträge zu leisten.

Inzwischen waren 1932 in das Gebiet der Urlaine schwere Wolkenbrüche niedergegangen, die dem Schuttkegel und Unterlauf gewaltige Geschiebemassen zugeführt und dadurch die Ausbruchgefahr auf dem Schuttkegel in höchst bedrohlichem Umfange gesteigert haben. Diese Geschiebemengen stammen fast ausschließlich aus den Abwitterungserzeugnissen des brüchigen Hauptdolomits, die sich in gewaltigen, schon von weitem sichtbaren Schutt-karen am Fuße der obersten Steilabhänge gelagert haben und bei Wolkenbrüchen stoßweise in die Schlucht und in den Schuttkegellauf vordringen.



Abb. 74. Mangfallkorrektur zwischen Heufeld und Kolbermoor bei km 14 bis 8.

Die wilde Mangfall zu Beginn der Korrektur von der Willinger Straßenbrücke aufwärts im Jahre 1906. Links im untersten Teil ein massiver Uferschutzbau.

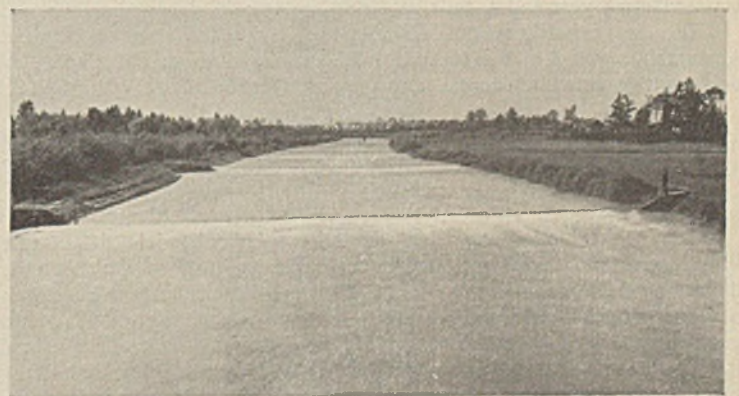


Abb. 75. Die Mangfall von der gleichen Stelle aus, etwa 20 Jahre später. Die Schwellenkorrektur ist durchgeführt; auch der Ausbau des inneren Profils durch Berauhwehrring und Steinvorwürfe der Ufer und Vorländer ist bereits vollendet. Der Hochwasservollschutz fehlt noch.

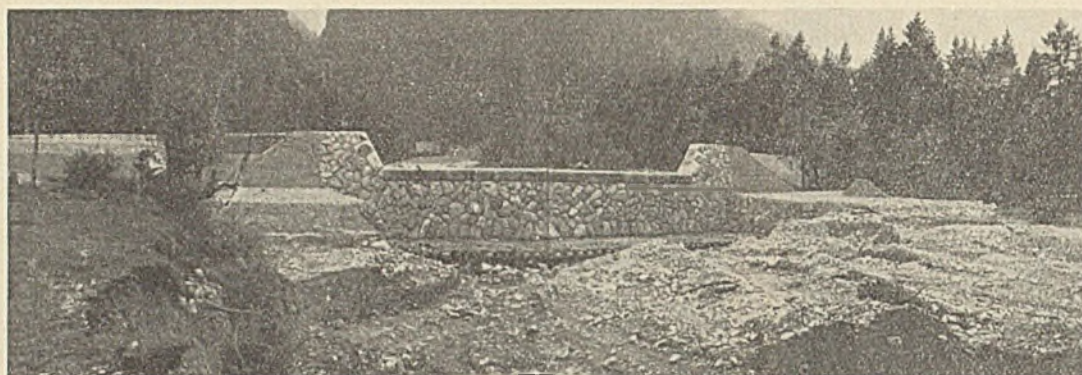


Abb. 77. Uriaine. Blick talauwärts auf die dritte Rückhaltesperre.

Die Vermurung im Unterlauf war seit 1931 schon so weit vorgeschritten, daß an der Gemeindegewegbrücke bei km 0,213 nur noch eine lichte Durchflußhöhe von etwa 0,50 m zur Verfügung stand. Bei weiteren Wolkenbrüchen wären daher für die auf dem rechten Loischufer gelegenen Fluren und Wohngebäude katastrophale Folgen zu befürchten gewesen.

Rasches Eingreifen war daher zur Abwendung dieser Vermurungsgefahr geboten. Mit einem Kostenaufwande von 5000 RM wurden mit zum Teil Münchener Erwerbslosen folgende Arbeiten im Jahre 1934 durchgeführt:



Abb. 78. Uriaine. Erhöhung der zweiten Rückhaltesperre.

1. Räumung der vermurten Unterlaufkorrektur (rd. 2400 m³ Aushub),
2. Umbau der in dieser Strecke vorhandenen drei Schlußsperrn mit versenktem Sturzboden durch die Beseitigung des letzteren zwecks Erhöhung der Schleppkraft,
3. Einbau einer Reihe von Rückhaltesperren im Schuttkegellauf und Erhöhung der vorhandenen beiden obersten Rückhaltesperren um je 1,5 m.

Die aus der vermurten Unterlaufstrecke geräumten Geschiebmassen wurden teils zur Erhöhung und Verstärkung der anschließenden Hochwasserdämme verwendet, teils seitlich abgelagert.

Die im Schuttkegellauf eingebauten Rückhaltesperren haben eine Absturzhöhe von 3 m bei 15 m Überfallbreite und 1,5 m Flügelhöhe und beiderseitige Anschlußdämme mit gepflasterter Böschung. Die Sperren

Alle Rechte vorbehalten.

Deutsche Brückenlieferungen für Südamerika.

Von Dipl.-Ing. Rudolf Baukenkrodt, Dortmund.

Die Aufrechterhaltung des deutschen Außenhandels bzw. seine Wiedergewinnung wird mit Recht als eine der größten Aufgaben des deutschen Unternehmertums der Gegenwart bezeichnet. Die deutsche Stahlindustrie hat seit Jahren versucht, den verlorenen Weltmarkt wiederzugewinnen. Jedoch erfordert der Wettbewerbskampf mit dem Auslande infolge der bekannten Schwierigkeiten und der veränderten Verhältnisse einen außerordentlich hohen Kostenaufwand, da nicht nur Deutschland, sondern auch die früheren Stahlexportländer, wie Amerika und England, und die übrigen Industriestaaten, zu denen neuerdings als ernsthafter Mitbewerber noch Polen gekommen ist, vermehrte Anstrengungen in dieser Hinsicht machen. Weiter ist dazu gekommen, daß die ausländischen Staaten dazu übergegangen sind, die bisher vom Auslande bezogenen

Industrieerzeugnisse durch die heimische Industrie herstellen zu lassen, wie z. B. Argentinien, das im letzten Jahre dazu gekommen ist, Stahlbrücken in eigener Werkstatt herzustellen. Von den zahlreichen Entwürfen, die bearbeitet werden, kann nur ein geringer Bruchteil zum Auftrag führen. So sind von der Dortmunder Union Brückenbau AG im Jahre 1934 für China und Südamerika allein mehr als 40 verschiedene Bauvorhaben eingehend bearbeitet worden, von denen nur drei zum Auftrage führten. Die südamerikanischen Staaten verlangen bereits bei Abgabe des Angebotes eine ausführliche Festigkeitsberechnung, die sich nicht nur auf die Querschnitte der Haupttragteile, sondern zum Teil sogar auf die Stöße und Nietverbindungen erstrecken muß. Auch müssen dem Angebot bereits Konstruktionszeichnungen mit Einzelheiten beigelegt

haben Betonkörper mit Vorsatzmauerwerk aus Bruchsteinen in Zementmörtel. Die Krone ist zum Teil mit Granitquadern abgedeckt (Abb. 77 bis 79).

Ein während der Bauarbeiten im Juli 1934 im Einzugsgebiet niedergegangener Gewitterregen hat aus der Schlucht beträchtliche Geschiebemengen gebracht, die von den zwei obersten, bereits um 1,5 m erhöht gewesenen Rückhaltesperren aufgefangen und am weiteren Vordringen gehindert wurden, so daß sich die im gleichen Jahre ausgeführten Sperrenerhöhungen als wirksam erwiesen haben.

b) Instandsetzung der Verbauung der Schleifmühlaine in der Gemeinde Unterammergau.

Die in den Jahren 1910 bis 1913 im Unternehmerbetrieb ausgeführten Verbauungen in der Schleifmühlaine hatten im Laufe der folgenden Zeit beträchtliche Schäden erlitten, deren Behebung sowohl wie die Ergänzung der Verbauung zum Schutze der auf dem Schuttkegel der Schleifmühlaine liegenden Ortschaft Unterammergau dringend erforderlich war.

Die Instandsetzung und Ergänzung der bestehenden Verbauung bestand:



Abb. 79. Uriaine. Schlußsperre im Unterlauf.

1. in der Instandsetzung einer ganzen Reihe von beschädigten Sturzbetten im Schlucht- und Schuttkegel- und Unterlauf und zum Teil im Einbau fehlender Stangensturzbetten,
2. in der Erhöhung der Seitenpflasterungen im unteren Schuttkegellauf zur Sicherung der dortigen hart am Bach liegenden Wohngebäude,
3. im Einbau einer Reihe von Steinsperren im Schuttkegellauf zur Geschiebezurückhaltung und zur Sicherung der Schleifmühlengebäude,
4. in der Erhöhung und Instandsetzung der Flügelanschlüsse an einer Reihe von bestehenden Steinsperren im Schuttkegel- und Schluchlauf,
5. in Bachbetträumungen und Uferberollungen, hauptsächlich im Schuttkegellauf.

Die Gesamtkosten betragen 20 000 RM, mit denen 2800 Arbeiter-tagschichten geleistet wurden. (Schluß folgt.)

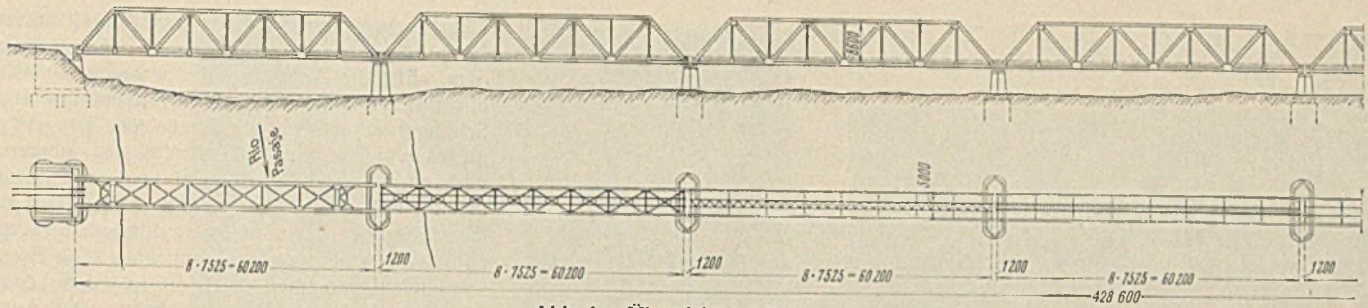


Abb. 1. Übersichtszeichnung.

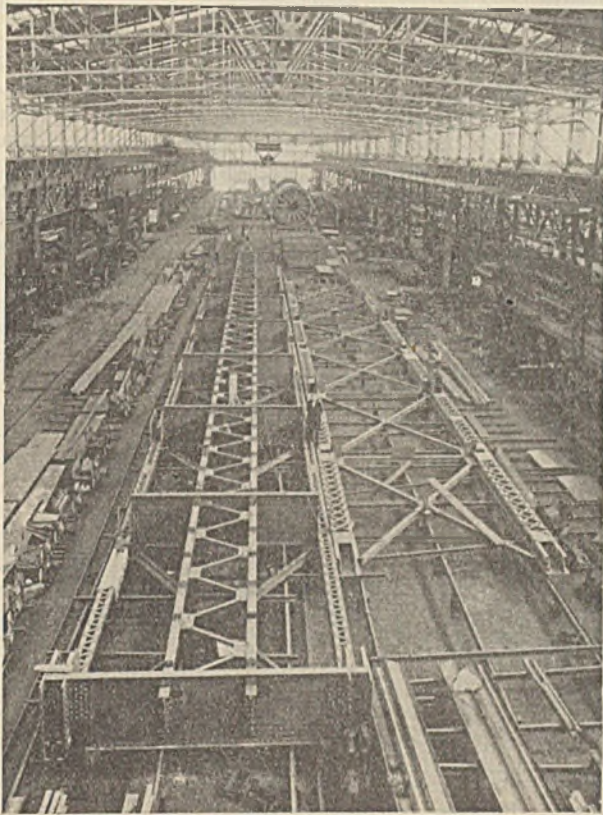
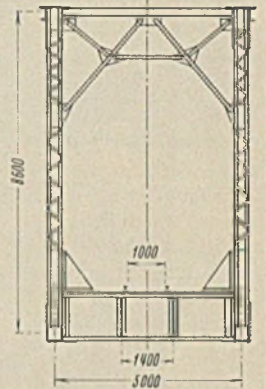


Abb. 3. Fahrbahn, unterer Windverband und Untergurt in der Werkstatt zusammengebaut.

Im nachstehenden werden verschiedene Brückenbauten beschrieben, deren Stahlkonstruktion von der Dortmunder Union Brückenbau AG in Zusammenarbeit mit der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, Mainz-Gustavsburg, Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen-Niederrhein, Gute Hoffnungs-



Zu Abb. 1.

hütte AG, Oberhausen, und Eisenwerk Wanheim G. m. b. H., Dulsburg-Wanheim, durch die Stahlunion Export G. m. b. H., Düsseldorf, für die argentinische Staatsbahn und für die Viacao Ferrea do Rio Grande do Sul, Brasilien (V. F. R. G. S.) geliefert wurden.

1. Brücke über den Rio Pasaje bei El Tunal, Provinz Salta im Zuge der Linie Metan-Barranqueras am Fuße der Cordilleren.

Anfang 1934 wurde von der argentinischen Staatsbahn in Buenos Aires die Lieferung und Aufstellung der oben genannten Brücke ausgeschrieben. Der behördliche Entwurf sah einen Brückenzug von sieben Fachwerkbrücken von je 60,20 m Stützweite vor. Die Anordnung der Brücken geht aus Abb. 1 hervor. Die Entfernung der Endauflager beträgt 428,60 m. Der Entwurf sah in St 37 ein Gewicht von 1330 t vor. Von der Dortmunder Union Brückenbau AG, Dortmund, wurde ein Vorschlag in St 52 gemäß den argentinischen Berechnungs- und Konstruktionsvorschriften angeboten, der sich im Preise um 6%, und ferner eine Ausführung in St 52 nach den deutschen Reichsbahnvorschriften, die sich um 20% günstiger stellte. Der Auftrag wurde Ende März erteilt für die Ausführung in St 52 nach den argentinischen Vorschriften. Die von der argentinischen Staatsbahn für St 37 zugelassene Beanspruchung von 1200 kg/cm² wurde für St 52 um 50% auf 1800 kg/cm² erhöht. Die Abmessungen des einzelnen

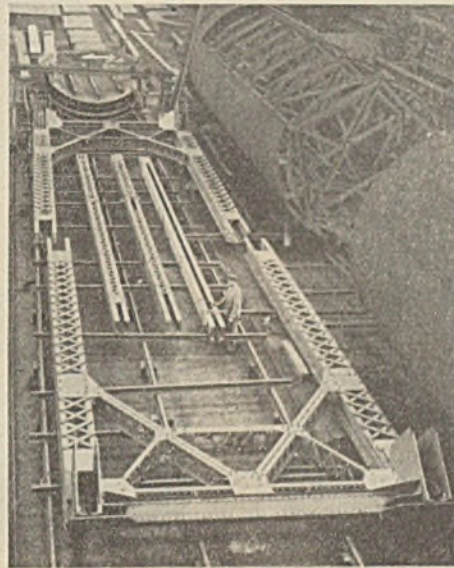


Abb. 2. Endportal in der Werkstatt zusammengebaut.

werden. Verteuernd kommt weiter hinzu, daß die Unterlagen meistens nach den jeweils geltenden heimischen Berechnungs- und Konstruktionsvorschriften und in der Landessprache aufzustellen sind. Da bei den geringsten Unterlassungen die Angebote ausscheiden, ist es ersichtlich, daß nur nach allen Seiten mit erheblichem Kostenaufwande durchgearbeitete Angebote Aussicht auf Erfolg haben. Durch die bekannten Währungsverhältnisse ist weiter gar nicht mehr die Möglichkeit vorhanden, Preise zu erzielen, die die entstehenden Selbstkosten decken, geschweige die für die Entwürfe aufgewandten Unkosten wieder einbringen. Es ist daher verständlich, daß mit allen Mitteln nach Wegen gesucht werden muß, um denjenigen Stahlbauunternehmen, die im Interesse der zusätzlichen Arbeitbeschaffung und Deviseneinfuhr immer wieder versucht haben, die Auslandsgeschäfte zu beleben, einen Ausgleich für die entstehenden Verluste zu gewähren.

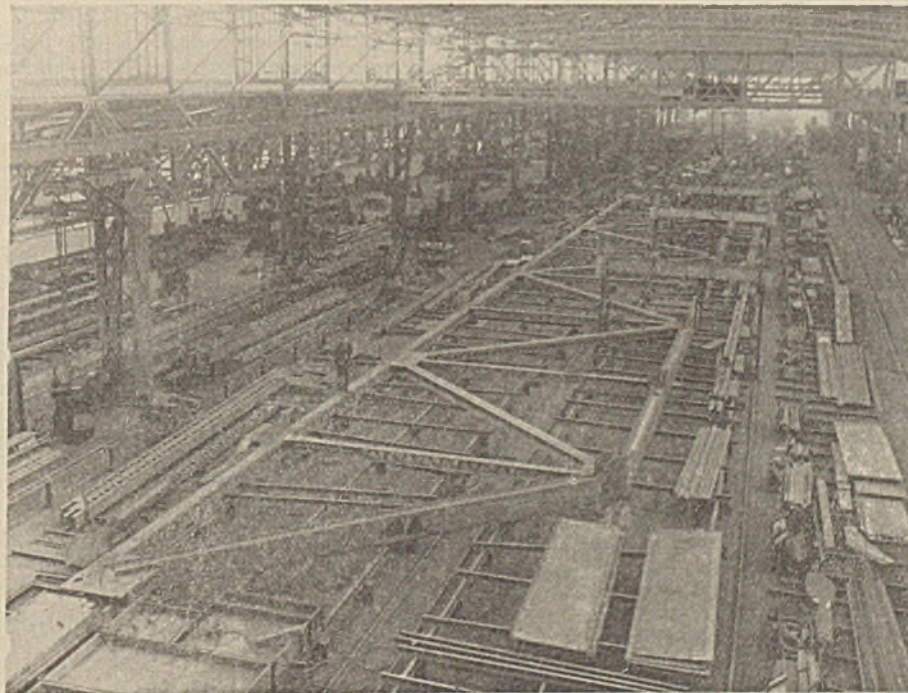


Abb. 4. Hauptträger in der Werkstatt zusammengebaut.

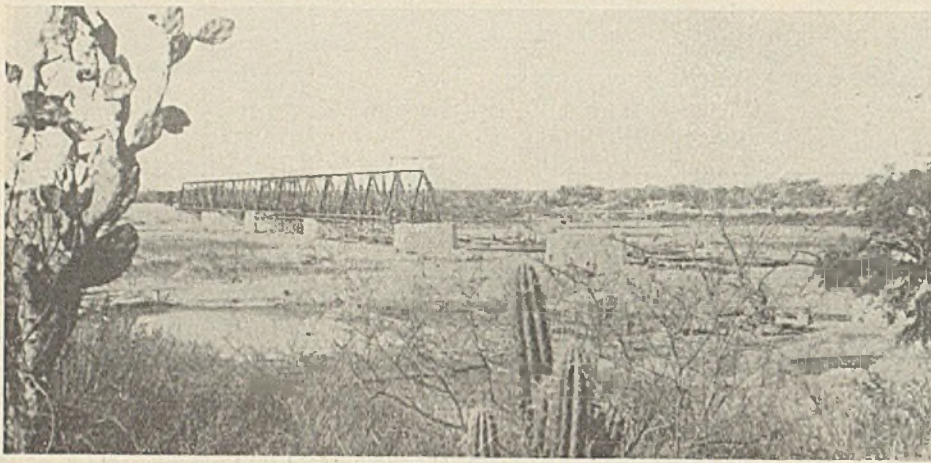


Abb. 5. Vier Überbauten sind aufgestellt.

Überbaues gehen ebenfalls aus Abb. 1 hervor. Die Hauptträgerhöhe beträgt 8,60 m, der Hauptträgerabstand 5 m. Für die Aufnahme der waagerechten Kräfte ist ein unterer und oberer Windverband und ferner ein Schlingerverband in der Ebene des Längsträgerobergurtes vorgesehen. Die Kräfte des oberen Windverbandes werden durch zwei in der Ebene der Enddiagonale liegende Portale (vgl. Abb. 2) auf die Auflager übertragen. Außerdem sind in jedem Hauptträgerpunkte Zwischenportale eingerichtet. Die Bremskräfte werden aufgenommen durch die in jedem Längsträgerfelde angeordneten Bremsverbände. Die Ausbildung der Vergitterung für die Gurt- und Füllstäbe, die gemäß den argentinischen Vorschriften verlangt war, geht aus Abb. 2, 3 u. 4 hervor. Um eine möglichst wirtschaftliche Montage vornehmen zu können, mußte versucht werden, daß die Aufstellung der Mehrzahl der Überbauten vor sich ging, ehe das im Herbst eintretende Hochwasser, das eine vollkommene Durchflutung des ganzen Tales mit sich bringen mußte, eintrat. Dieser

Umstand und ferner die durch die Ausschreibungsbedingungen vorgeschriebene Fertigstellung zur Inbetriebnahme am 20. Dezember 1934 gestatteten eine nur äußerst knapp bemessene Werkstattarbeit. Die Abwicklung des Auftrages gestaltete sich durch die gerade im Frühjahr in Kraft getretene deutsche Luftpostverbindung, die die bis dahin allein bestehende französische Luftpost auf der Strecke bis Buenos Aires um etwa 4 Tage unterbot, sehr günstig. Hierdurch allein war es

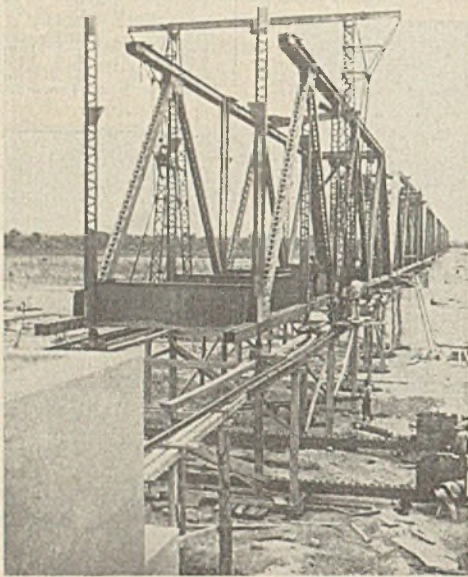


Abb. 6. Bau der 7. Brücke.

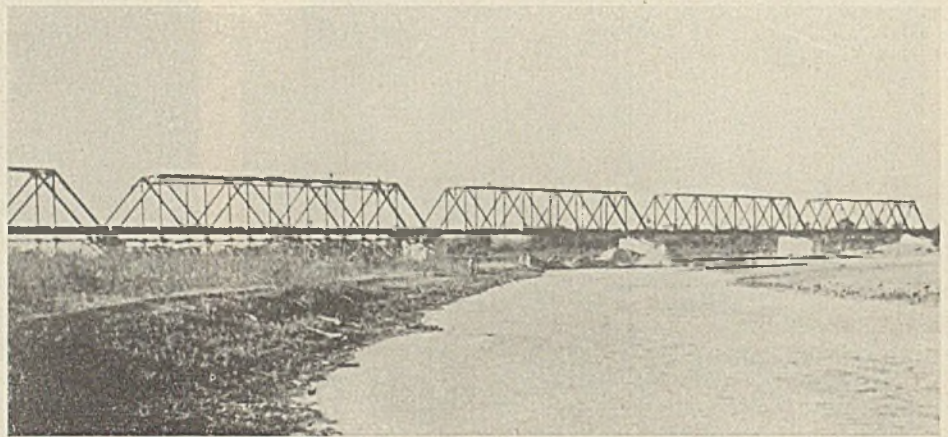


Abb. 7. Blick auf den Brückenzug.

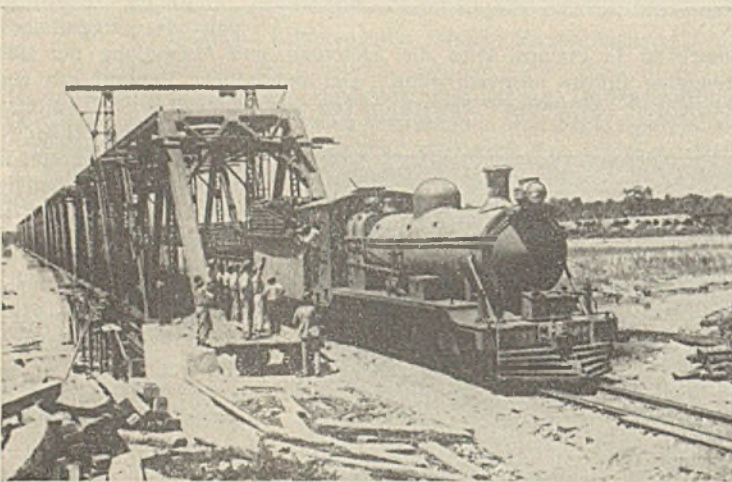


Abb. 8. Verkehrsübergabe am 20. Dezember 1934.

möglich, daß die Genehmigung der am 12. April mit der Flugpost abgesandten Konstruktionszeichnungen und Festigkeitsberechnungen bereits innerhalb von 14 Tagen in Deutschland eintraf.

In der Werkstatt wurde die Fahrbahn mit den Hauptträgeruntergurten und den unteren Verbänden zusammengebaut; die Löcher wurden auf die endgültigen Durchmesser aufgerieben. Ebenso wurde jeder Hauptträger flach zusammengelegt. Abb. 2, 3 u. 4 zeigen die Konstruktion im zusammengebauten Zustande. Mit der Abnahme der Werkstattarbeiten war durch die argentinische Staatsbahn das Bureau d'Etude industrial „Techna“, Paris, beauftragt, das zu irgendwelchen Beanstandungen keinen Anlaß fand. Die Lieferung der sieben Bauwerke, von denen die Dortmunder Union Brückenbau AG, Dortmund, drei Überbauten, die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, Mainz-Gustavsburg, und die Gute Hoffnungshütte AG, Oberhausen, je zwei Überbauten lieferten, geschah termingemäß. Die Montage der Stahlkonstruktion wurde von dem Konzernwerk Cis Industrial Mercantil Thyssen Lametal in Buenos Aires durchgeführt. Abb. 5, 6 u. 7 zeigen einige Ausschnitte aus dem Bauvorgang. Die Arbeiten wurden so fertiggestellt, daß die Brücke am 20. Dezember 1934 in Betrieb genommen werden konnte (vgl. Abb. 8). Für das Bauwerk waren erforderlich: 1000 t Stahlkonstruktion und 70 t Stahlguß- und Schmiedestahl.

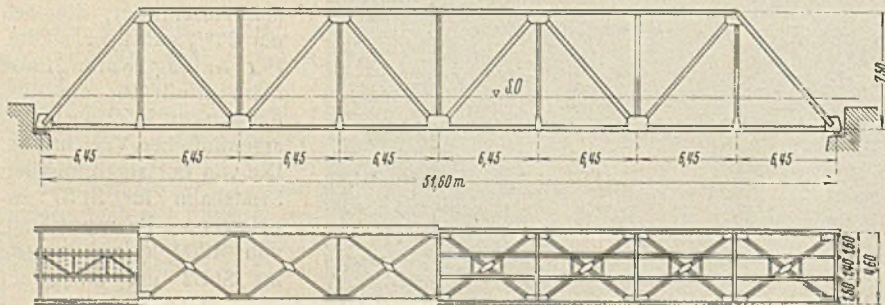
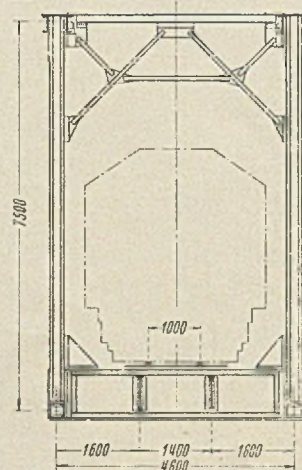


Abb. 9. Übersicht.



2. Stahl-Überbau von 51,6 m Stützweite im Zuge der Strecke Embarcacion-Jacuiba.

Während der Abwicklung des vorgenannten Auftrages ging ein weiterer Auftrag der argentinischen Staatsbahn auf die Lieferung einer Trapezfachwerkbrücke von 51,6 m Stützweite ein. Die Abmessungen des Überbaues gehen aus Abb. 9 hervor. Die Berechnung und Konstruktion wurde ebenfalls nach den argentinischen Vorschriften durchgeführt, doch durfte für Haupt-, Quer- und Längsträger in Union-Baustahl St 52 für die Hauptkräfte mit einer zulässigen Beanspruchung von 2100 kg/cm^2 gerechnet werden. Die Anordnung der Verbände entsprach der vorher besprochenen Ausführung. Abb. 10 u. 11 zeigen die Konstruktion im zusammengebauten Zustand; die Abnahme wurde ebenfalls durch das Bureau d'Etude „Techna“ vorgenommen. Die Montage geschah von dritter Seite. Das Gewicht des Überbaues beträgt rd. 100 t.

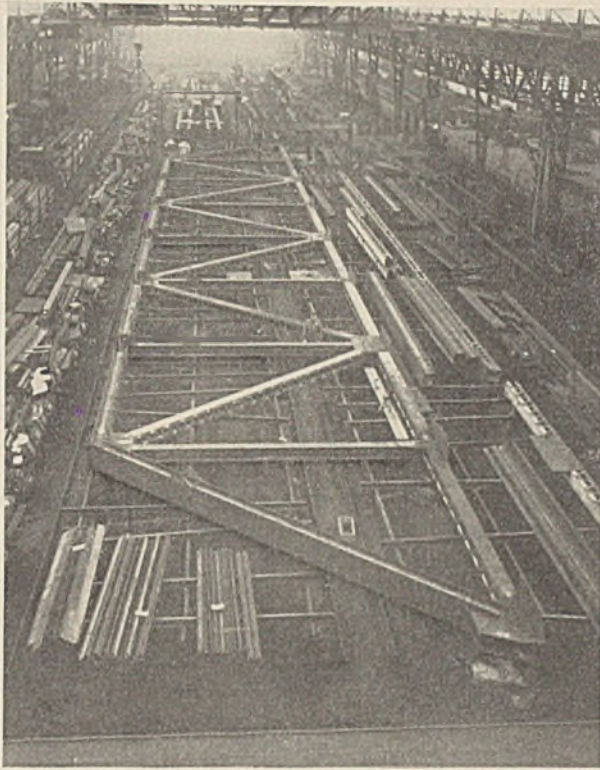


Abb. 10. Hauptträger in der Werkstatt.

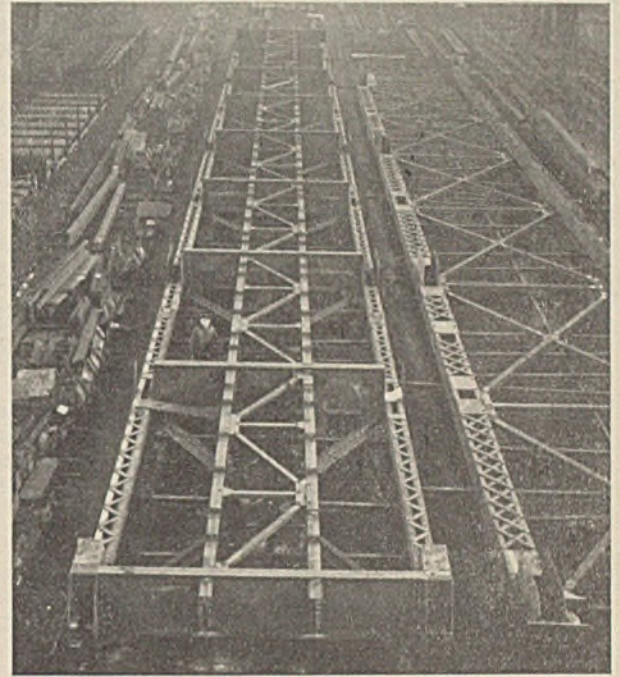


Abb. 11. Fahrbahn, unterer Windverband und Untergurt links, Obergurt und oberer Windverband rechts.

3. 11 Brücken für die Viacao Ferrea do Rio Grande do Sul V. F. R. G. S. Brasilien.

Nach verschiedenen wieder aufgehobenen Ausschreibungen erhielt die Stahlunion Export Limitada in Rio de Janeiro im Dezember 1934 den Auftrag auf die Lieferung von neun Fachwerk- und zwei Blechträgerbrücken, deren Stützweiten zwischen

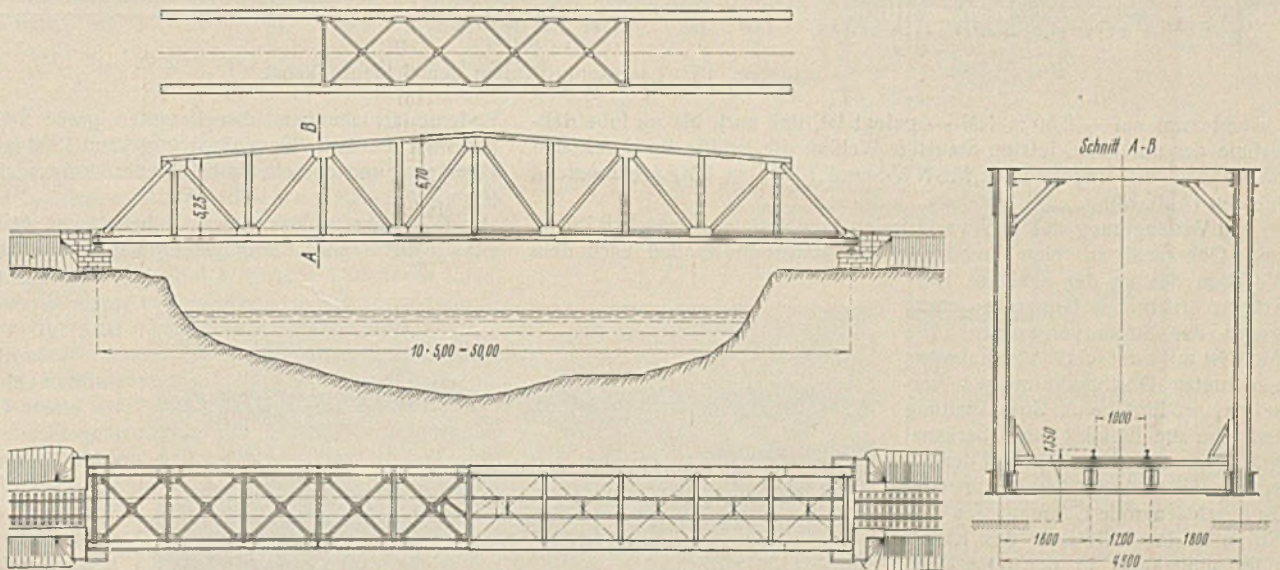


Abb. 12. Übersicht.

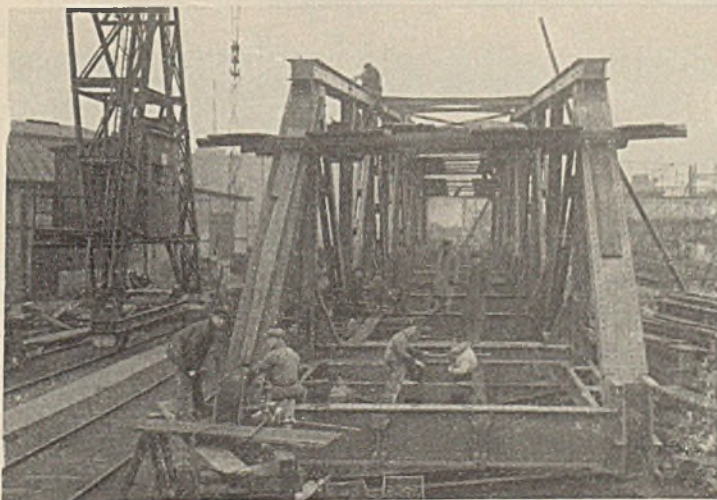


Abb. 13. Blick in die Brücke.



Abb. 14. Brücke in der Werkstatt zusammengebaut.

11 und 50 m schwankten. Für die Angebote waren Entwürfe für Flußstahl St 37, hochwertigen Baustahl St 48 und hochwertigen Baustahl St 52 ausgearbeitet worden. Der Zuschlag wurde erteilt auf die Ausführung in St 48 für die Haupt-, Quer- und Längsträger und in St 37 für die restliche Konstruktion in Siemens-Martin-Qualität. Der Bearbeitung lagen die brasilianischen Berechnungs- und Konstruktionsvorschriften der V. F. R. G. S. zugrunde. Von dem Gesamtauftrage, der in St 48 rd. 360 t beträgt, wurde von der Dortmunder Union Brückenbau AG, Dortmund, die in Abb. 12 dargestellte 50-m-Brücke ausgeführt, die im Zuge der Strecke Entroncamento nach Santana liegt, während die übrigen Bauwerke durch die Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen-Niederrhein, und das Eisenwerk Wanheim G. m. b. H., Duis-

burg-Wanheim, geliefert wurden. Die Ausführung der 50-m-Brücke geschah nach einem Sondervorschlag der Dortmunder Union Brückenbau AG, Dortmund, die bei Vergrößerung der behördlichen Systemhöhe im mittleren Teile der Brücke einen oberen Windverband vorsah, wodurch sich das Gewicht der Brücke erheblich niedriger stellte als nach dem behördlichen Entwurf. Die Abnahme der Werkstattarbeiten wurde durch einen Beamten der V. F. R. G. S. besorgt, der in Zusammenarbeit mit dem Abnahmebüro Zweibäumer, Düsseldorf, sowohl die Prüfung des Materials als auch der Werkstattarbeiten vornahm. Abb. 13 u. 14 zeigen die Brücke im Zustande der Werkmontage. Die Montage des Überbaues wird von der Eisenbahngesellschaft selbst durchgeführt. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 100 t.

Die Kanalisierung des Oberpregels. Die Staustufe Taplacken.

Von Regierungsbaurat Breuer, Insterburg.
(Schluß aus Heft 50.)

Da bei etwas über MSW-Führung des Flusses und gelegtem Wehr somit auch nur etwas über 1,15 m Wassertiefe im Oberkanal vorhanden ist, ist er nur beschränkt als Liegehafen benutzbar. Als eigentlicher Liegehafen dient der Unterkanal der Schleuse, dessen Sohle so tief

Ober- und Unterkanal wurden unter offener Wasserhaltung im Handschacht ausgehoben, um eine möglichst große Anzahl von Arbeitern beschäftigen zu können. Die Herstellung der Kanäle mittels Baggers wäre zudem auf große Schwierigkeiten gestoßen, da trotz der ausgeführten

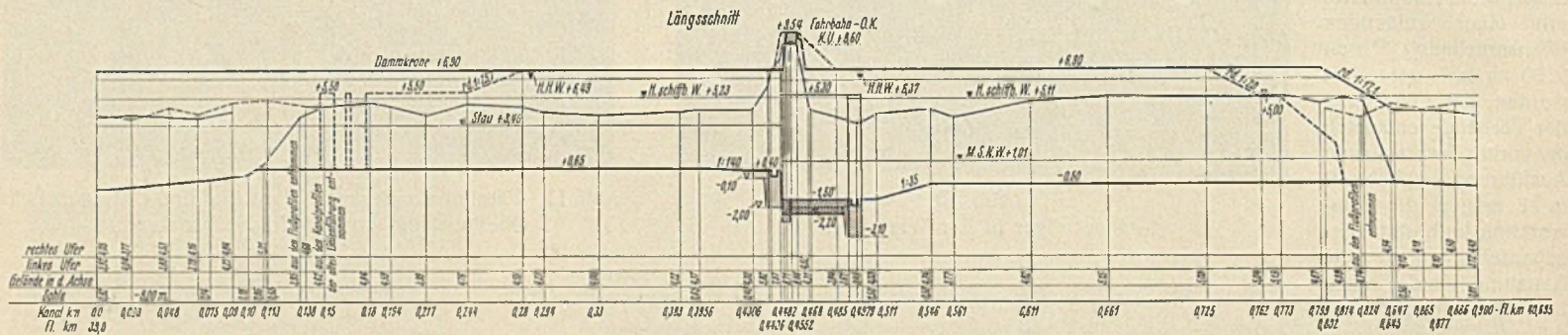


Abb. 13. Längsschnitt durch den Schleusenkanal.

— und zwar auf — 0,50 m NN — gelegt ist, daß auch bis zur Inbetriebnahme der untersten, letzten Staustufe Wehlau die Schiffe im Unterhafen auch noch bei ungestautem MSNW-Stand (+ 1,0 m NN) schwimmend bleiben (Abb. 13).

In Verlängerung des hochwasserfreien Trenndammes zwischen Pregel und Oberkanal ist eine Trennmole aus Stahlpundwänden nach dem Vorbilde des an der Schleuse Dörwerden errichteten Bauwerks schräg gegen den Strom vorgezogen. Die Mole ist mit zwei schräg stromabwärts gerichteten Durchflußöffnungen versehen, wodurch eine Stromspaltung entsteht, die Einfahrt zum Oberkanal kräftig durchströmt wird und der besonders bei starker Strömung schwierig zu durchsteuernde Übergang aus dem Strom in das Stillwasser des Kanals oder umgekehrt in den Oberkanal hineinverlegt wird (Abb. 14). — Die durch die Einmündung des Unterkanals in den Fluß entstehende Landspitze ist buhnenartig abgepflastert.



Abb. 14.
Die Trennmole im Winter. Die Kasten noch nicht fertig verfüllt.

Bodenuntersuchungen über Erwarten große Steine im Untergrunde angetroffen wurden. Es mußten insgesamt 1200 m³ Granitfindlinge aus dem Oberkanal und der oberen Hälfte des Unterkanals herausgeschafft werden (Abb. 15).

Die während des Baues beibehaltenen Abschlußdämme gegen den Fluß wurden nach Fertigstellung der Kanäle bis zum Wasserspiegel im Handschacht weggenommen und unter Wasser durch Schwimmbagger beseitigt.

Beim Bau des Unterkanals trat insofern ein Zwischenfall ein, als bei einem Hochwasser infolge einer eingelagerten Torflinse der Abschlußdamm durchbrach und der Unterkanal vollief (Abb. 16). Nach Schließen des Loches und Sicherung durch Buschmatten mit Steinbewurf gelang es aber, bei fallendem Wasser ohne Schwierigkeiten die Baugrube wieder trocken-zulegen und den Unterkanal zu vollenden.

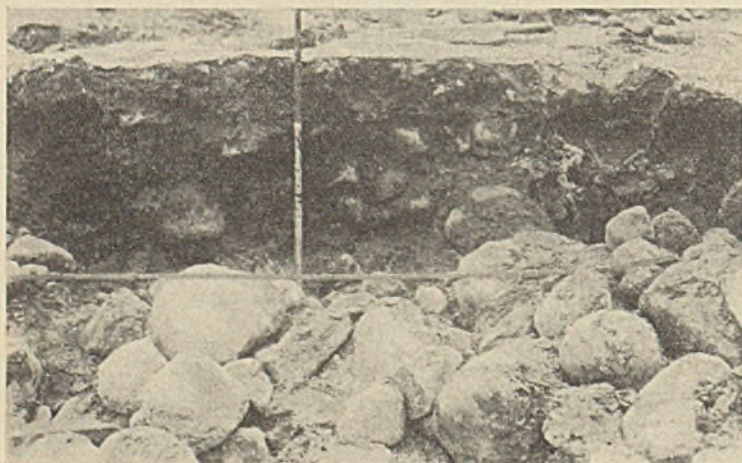


Abb. 15.
Beim Aushub des Unterkanals angetroffene Steinlager.

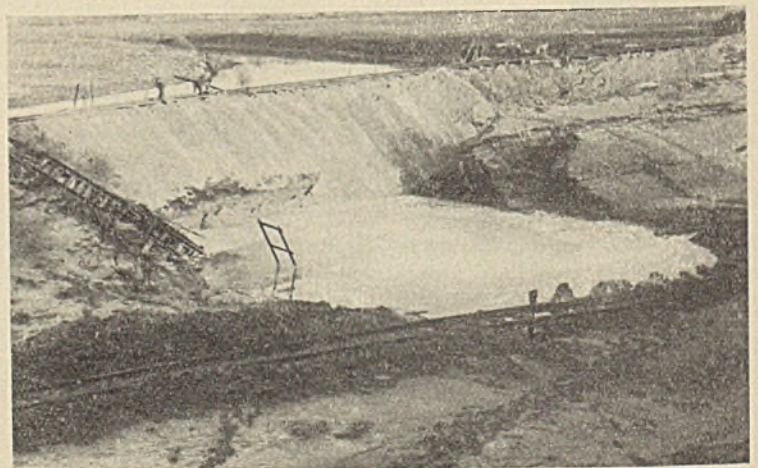


Abb. 16. Der untere Abschlußdamm des Schleusenkanals nach seiner Wiederherstellung.

III. Die Schleuse.

a) Beschreibung der Schleuse.

Die einschiffige Kammer der Schleuse hat eine Länge von 43,4 m zwischen den Häuptern und eine nutzbare Kammerlänge zwischen den Toren von 45 m. Die nutzbare Breite der Schleuse beträgt 7,5 m entsprechend einer lichten Weite der Häupter von 7,5 m. Die Lichtweite in der Kammer beträgt 8,0 m, d. h. die Kammerwände sind um 0,25 m gegen die Wände der Häupter zurückgesetzt. Die Kammerwände werden durch

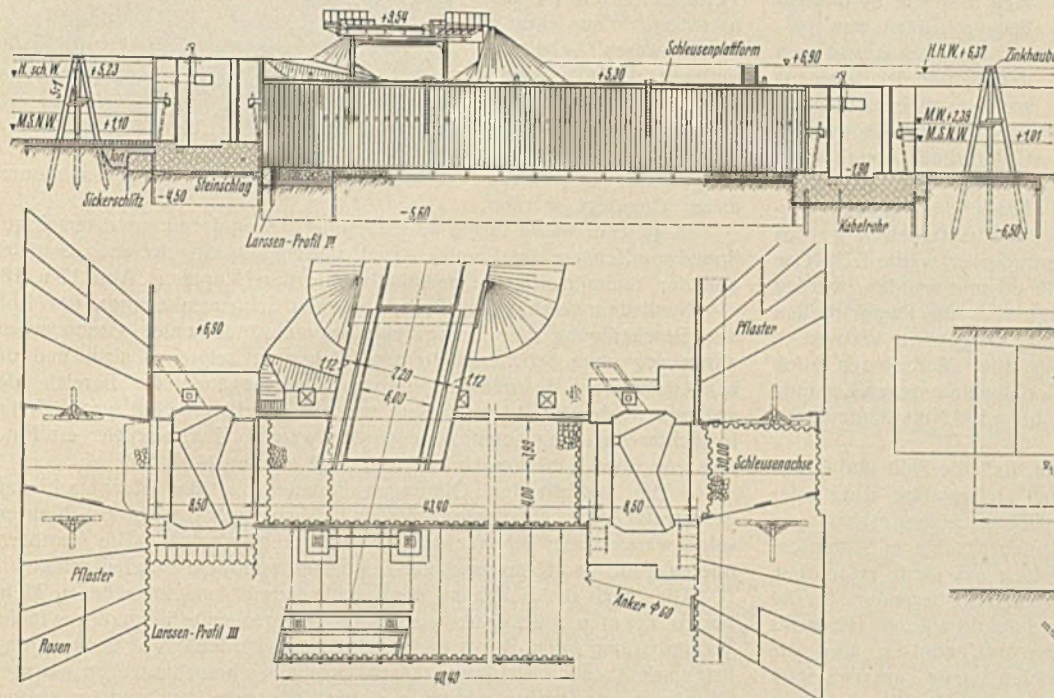


Abb. 17. Längsschnitt und Grundriß der Schleuse.

Straßenkörpers fielen, war es möglich, im ersten Bauabschnitt das Oberhaupt herzustellen und dann den Straßenverkehr über dieses umzuleiten. Im zweiten Bauabschnitt konnte dann der Straßenkörper über der Schleusen- kammer beseitigt, Kammer, Unterhaupt und weiterhin die Straßenbrücke erbaut, der Straßenverkehr auf die neue Straßenbrücke zurückgeleitet und die Umgehungsstraße beseitigt werden. Der Bau der Schleuse wurde in dieser Weise durchgeführt. Das Oberhaupt wurde im Schutze eines gegen den Oberkanal stehengebliebenen Dammes unter Grundwasserabsenkung einschließlich des Stemmtores fertiggestellt und dann darüber eine hölzerne Straßen- brücke als Notbrücke erbaut, die an den alten Straßenkörper mit kurzen Dämmen angeschlossen wurde. Dann wurde der Verkehr auf die Notbrücke umgeleitet und der das Oberhaupt gegen den inzwischen fertiggestellten und mit Wasser gefüllten Oberkanal abschließende Erdamm fort-

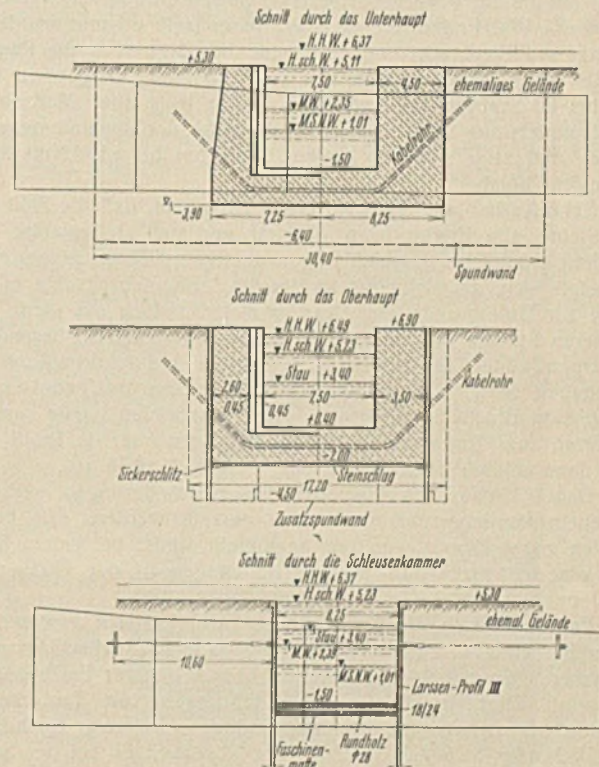


Abb. 18. Schleusenquerschnitte.

Stahlspundwände gebildet, die in Schleusensole durch Holzspreizen gegeneinander versteift, gegen durchlaufende Ankerwände aus Stahlspundbohlen rückwärts verankert und am oberen Rande durch einen Eisenbeton- holm eingefast sind. Da bei den zur Untersuchung des Baugrundes vor- genommenen Bohrungen stellenweise Steine angetroffen wurden, wurde der statischen Berechnung für die Bemessung der Stahlspundbohlen der Kammerwände nicht der sonst heute wohl allgemein übliche St 45/52, sondern St 35/44 in der Absicht zugrunde gelegt, ein schwereres Profil — gewählt wurde Larsen III — zu erhalten und damit leichter etwaige Hindernisse im Untergrunde durchrammen oder beiseitedrängen zu können. Die Schleusensole ist im Hinblick auf das geringe Schleusengefälle als durchlässige Sole ausgebildet. Sie besteht aus einer Steinpackung auf Buschmatten. Da um jedes Schleusen- haupt eine tief in das umgebende Erdreich einblendende Schürze aus Stahlspundbohlen gelegt ist, ist eine Unter- oder Umläufigkeit der Schleuse zumal bei dem geringen Gefälle nicht zu befürchten.

Die Sohlen der Schleusen- haupter sind aus Eisenbeton und ihre Seiten- mauern aus Beton hergestellt. Die Sohlenbewehrung aus Rundeseisen ist zum Teil in den Seitenmauern hochgeführt. Als Beton ist der gleiche Weichbeton wie beim Wehr verwendet worden. Die Sichtflächen blieben un bearbeitet. Alle scharfen Kanten sind durch Kantenschutzeisen geschützt.

Die gelenkten, stählernen Stemmtore werden durch Handwinden bewegt.

Der Wasserausgleich in der Schleuse geschieht durch Torschütze.

Jede Kammerwand ist mit zwei Steigleitern und drei Reihen Halte- kreuzen versehen, die in den Spundbohlennischen angeordnet sind. Auf der Schleusenplattform sind beiderseits je drei Poller angeordnet, die 1,65 m hinter der Kammerwand stehen und aus Stahlrohren bestehen, die in Betonklötze eingelassen und mit Beton gefüllt sind.

Im Ober- und Unterhaupt kann je ein gegen O.-W. bzw. U.-W. kehrender Wehrnadelverschluß eingesetzt werden, um je nach Bedarf zu Instandsetzungen die ganze Schleuse oder einzeln Ober-, Unterhaupt oder Kammer trockenlegen zu können.

Die näheren technischen Einzelheiten sind aus Abb. 17 u. 18 zu ersehen. Abb. 18a zeigt die fertige Schleuse.

b) Der Bauvorgang der Schleuse.

Da beim Bauvorgang der Schleuse auf die Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der über die Schleuse führenden Chaussee Rücksicht zu nehmen war, mußte der Bau der Schleuse in zwei Abschnitten ausgeführt werden. Wenn die Schleuse so angeordnet wurde, daß die Schleusen- kammer gerade unter den Straßenkörper, die Häupter aber außerhalb des

genommen, so daß im weiteren Verlauf der Bauarbeiten die Schleusen- baugrube gegen den Oberkanal durch das Stemmtor abgeschlossen war. Der Bau der Kammer und des Unterhauptes der Schleuse wurde gleich- zeitig mit dem Bau des Unterkanals in gemeinsamer offener Wasserhaltung ausgeführt. Für die Herstellung der Unterhauptsole wurde eine zusätz- liche Grundwasserabsenkung erforderlich.

Beim Rammen der Stahlspundbohlen ergaben sich unerwartete Schwierigkeiten. Da der Bau der Staustufe Taplacken im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms der Reichsregierung sehr rasch in Angriff genommen werden mußte, stand für die Vorarbeiten nur wenig Zeit zur Verfügung. U. a. konnte auch nicht mehr die an und für sich erforder- liche Anzahl Bohrungen zur Untersuchung des Baugrundes ausgeführt



Abb. 18a. Die fertige Schleuse vom Unterkanal aus gesehen.



Abb. 19. Verformte Spundbohlen.

werden. Bei nur zwölf ausgeführten Bohrungen war zwar festgestellt worden, daß im Untergrunde Steine vorhanden waren, die angetroffenen Hindernisse deuteten aber keineswegs auf ein Steinvorkommen hin, wie es tatsächlich vorhanden war.

Doch schon bald nach dem Beginn des Rammens wurde es offenbar, daß stärkere Rammhindernisse im Untergrunde vorhanden waren, wenn sich auch deren Umfang und Wirk-

kung noch nicht einwandfrei erkennen ließen. Die Rammarbeiten wurden daher mit größter Vorsicht fortgesetzt. Soweit erforderlich wurde fachweise gerammt. Wo Hindernisse in erreichbarer Tiefe erkannt wurden, wurden Schlütze niedergebracht und die Steine beseitigt. Für die Rammarbeiten wurden zwei Dampfrahmen von 1,8 t und 2,8 t Bärge wicht verwendet, die bis 30 Schläge/min ausführten. Aber trotz aller Maßnahmen blieb die Rammlistung zeitweilig erheblich hinter der angenommenen Leistung zurück und sank sogar in einigen Schichten bis auf 10 m² Rammfläche je Schicht herab.

Beim Aushub der Schleuse ergab sich dann, daß die Zahl und Größe der Steine alle Erwartungen übertraf und daß stellenweise trotz aller Vorsicht erhebliche Beschädigungen der Spundbohlen eingetreten waren. Es zeigte sich, daß sich etwa im Bereich der Schleusensohle in Schleusenachse im Untergrunde ein zwar schmaler, jedoch aus dicht gelagerten, schweren Steinen bestehender Moränenwall hinzog, der besonders für die Querspundwände der Schleusenhäupter ein undurchdringliches Hindernis abgegeben hatte. Diese Spundwände wiesen infolgedessen auch die schwersten Beschädigungen auf. Die Spundbohlen waren zum Teil stark verformt, zum Teil aus dem Schloß gegangen oder im Profil aufgerissen und dann seitlich ausgewichen oder aufgerollt (Abb. 19).

Dabei konnte das Eintreten der Formänderungen selbst von erfahrenem Rammpersonal nur selten erkannt werden. Die beschädigten Bohlen zogen im allgemeinen regelrecht, d. h. bei jedem Rammschlag trat eine entsprechende weitere Formänderung der Bohle durch das Hindernis ein.

Es erhebt sich die Frage, ob es nicht möglich gewesen wäre, die Rammhindernisse unter Verwendung von Schnellschlagrammen und schwereren Spundbohlenprofilen aus Stahl höherer Festigkeit zu durchmeißeln. Dies muß nach den Erfahrungen von Taplacken verneint werden. Zunächst wäre die Verwendung schwererer Spundbohlen aus St 45/52 oder St 50/60 oder gar aus Resista-Stahl bei der Schleuse mit verhältnismäßig geringem Gefälle unwirtschaftlich gewesen. Dann muß bei der Größe und Härte der Steine — es handelte sich um große, runde, gesunde Granitfindlinge — selbst bei Verwendung von Schnellschlagrammen bezweifelt werden, derartig schwere Hindernisse durchmeißeln zu können. Die Bohlschneiden treffen nur in Ausnahmefällen die Steinoberfläche senkrecht, sondern meist schräg, und weichen dann bei der Härte des Widerstandes unter den Rammschlägen seitlich aus. Tatsächlich ist auch in Taplacken nicht ein Stein durch die Spundbohlen durchrammt worden.

Erheblich geringer waren die Beschädigungen der Längsspundwände der Schleuse, besonders der Kammerwände. Hier waren nur einzelne Bohlen aus dem Schloß gegangen und ausgewichen. In einwandfreier Art konnten dagegen glücklicherweise die an die kanalseitigen Querspundwände der Häupter anschließenden seitlichen Flügelspundwände niedergebracht werden. Somit waren die zur Verhinderung einer Unter- oder Umläufigkeit der Schleuse um die Häupter gelegten Spundwandschürzen, die im Hinblick auf die durchlässige Schleusensohle von besonderer Wichtigkeit sind, wenigstens in ihren wesentlichen Teilen wirksam.

Die anfänglich schwierig erscheinende Dichtung der beschädigten Teile dieser Spundwandschürzen gelang aber verhältnismäßig leicht in folgender Weise: Nachdem es sich trotz der Beschädigungen an den Umfangsspundwänden ohne besondere Schwierigkeiten hatte ermöglichen lassen, die Baugrube für das Oberhaupt auszuheben und mit ihr die wesentlichen im Bereich der Sohle liegenden Rammhindernisse zu beseitigen, wurden zunächst die beschädigten Spundbohlen der oberwassersseitigen Querspundwand etwas über Unterkante der Sohle des Hauptes abgeschnitten und das Oberhaupt betoniert. Dann wurde in etwa 1 m Abstand von der beschädigten Querspundwand eine neue Querspundwand geschlagen und durch kurze Längsspundwände an die unbeschädigten Flügelspundwände angeschlossen. Da im Untergrunde keine wesentlichen Rammhindernisse mehr vorhanden waren, konnte der

Spundwandkasten einwandfrei niedergebracht werden. Dann wurde der Boden aus dem Spundwandkasten bis unter die Sohle des Hauptes ausgehoben und im Anschluß an diese und in fester Verbindung mit ihr ausbetoniert. Zu diesem Zweck waren beim Betonieren der Oberhauptsohle in dieser an der Stoßstelle eine schwalbenschwanzförmige Aussparung angeordnet und Eisenanker eingelegt worden.



Abb. 20. Findling in der Schleusenammer.

In gleicher Weise folgte die Behebung der an der unterwasserseitigen Spundwandschürze im Bereich des Unterhauptes eingetretenen Schäden und der kammerseitigen Querspundwände der Häupter (s. Abb. 17 u. 18).

Nach dem Aushub des Bodens aus der Schleusenammer, der trotz der Beschädigung der Umschließungsspundwände unter Grundwasserabsenkung ohne Schwierigkeiten möglich war, zeigte es sich, daß die hauptsächlichsten Beschädigungen der Kammerwände im Bereich der späteren Sohle eingetreten waren, wo, wie bereits erwähnt, große Steine in dichter Lagerung angetroffen worden waren. U. a. war hier ein Findling von etwa 3 m³ Rauminhalt freigelegt worden (Abb. 20).

Die betreffenden Öffnungen konnten in der Hauptsache zugeschweißt oder zubetoniert werden. Nach Einbringen der Schleusensohle waren diese Schönheitsfehler nicht mehr sichtbar. Die sichtbaren oberen Teile der Kammerwände zeigten einwandfreie Beschaffenheit.

Die durch die Behebung der Spundwandschäden entstandenen Mehrkosten konnten glücklicherweise durch entsprechende Ersparnisse in der Wasserhaltung beim Bau wieder wettgemacht werden. Von der ursprünglich vorgesehenen Grundwasserabsenkungsanlage brauchte wegen geringen Grundwasserandranges nur ein geringer Teil ausgeführt, und im übrigen konnten die Baugruben ohne Schwierigkeiten in offener Wasserhaltung trocken gehalten werden.

IV. Die Straßenbrücke.

Da auf dem Pregel auch Schiffe mit stehenden Masten verkehren, mußte die über die Schleuse führende Straßenbrücke eine bewegliche Öffnung erhalten. Zu diesem Zweck ist die Brücke, wie Abb. 21 u. 22 zeigen, aus zwei durch die Mastenöffnung voneinander getrennten festen Brückenteilen gebildet. Der nur 1,12 m breite Mastendurchlaß ist durch eine mehrteilige, von Hand bedienbare Mastenklappe überbrückt, die in der Regel geschlossen ist und nur im Bedarfsfalle geöffnet wird. Jeder Brückenteil ist landseitig auf einem festen Betonwiderlager und schleusenseitig auf einem П-förmigen, geschweißten Pendelrahmen gelagert, dessen Stiele mittels Kugellager in Schleusenplattformhöhe auf Betonpfeilern ruhen, die hinter der Kammerwand in Höhe Unterkante Schleusensohle auf festem Baugrund gegründet sind. Jeder Brückenteil besteht aus zwei vollwandigen Hauptträgern in 7,2 m Abstand mit zwischenliegenden Quer- und Längsträgern aus St 37. Da die Straße die Schleuse nicht rechtwinklig, sondern unter einem Winkel von rd. 79° kreuzt, mußte die Brücke als schiefe Brücke ausgebildet werden. Die Stützweite jedes Hauptträgers beträgt zwischen den Auflagern 6,49 m, der Kragarm krägt 4,94 m über die Pendelstütze aus. Jeder Brückenteil ist mit einem Längsgefälle 1:200, von Schleusenachse nach dem Landwiderlager fallend, aufgestellt. Da bei überwiegender Belastung des Kragarms auf die landseitigen Lager eines Brückenteils Zugkräfte ausgeübt werden, sind diese Lager als Druck- und Zuglager ausgebildet. Der Pendelrahmen steht 1,64 m hinter Kammerwand, so daß der Verkehr auf der Schleusenplattform längs der Schleuse nicht behindert ist.

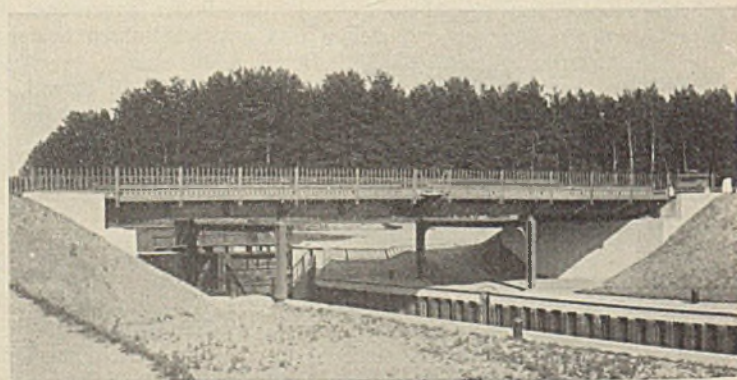


Abb. 21. Die Straßenbrücke.

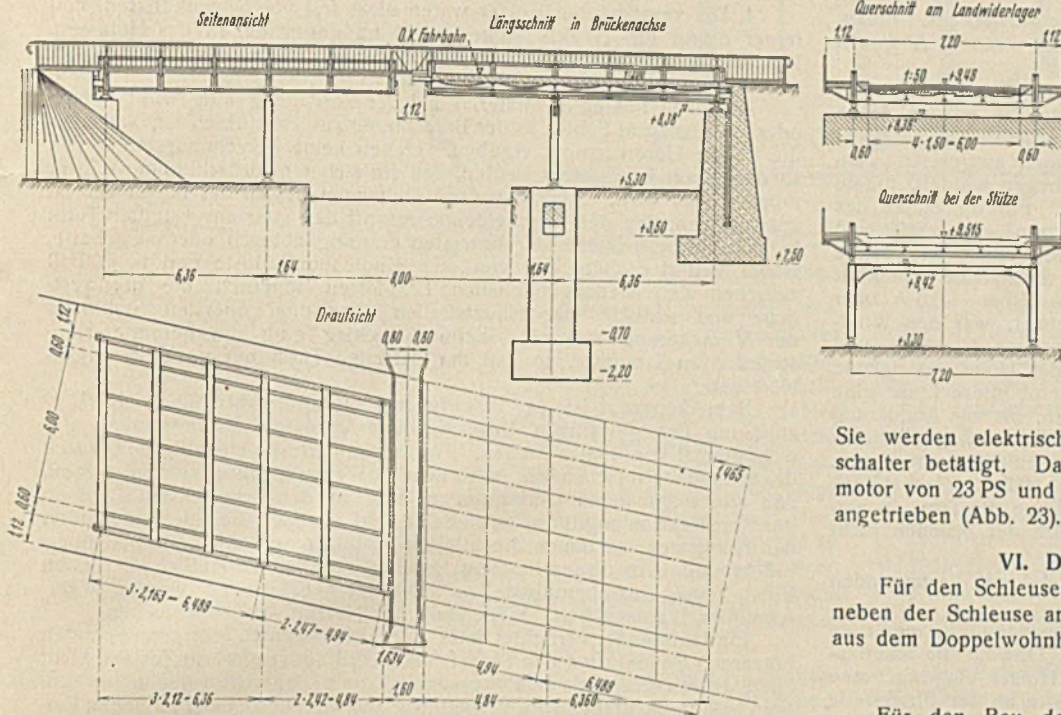


Abb. 22. Die Straßenbrücke. Schnitte und Ansichten.

Als Unterbau der Brückenfahrbahn ist zunächst auf die Buckelplatten eine Deckschicht von Bimsbeton aufgebracht worden. Die Betonoberfläche ist von der Brückenachse beiderseitig mit einem Quergefälle 1:50 abgeglichen. Auf diese Betondecke ist eine 1 cm dicke Dichtung aufgebracht, die aus einer doppelten Lage in Bitumen verlegter Dichtungsbahn besteht. Diese Dichtung ist wiederum durch eine 3,5 cm dicke Betondecke geschützt. Die 14 cm dicke eigentliche Fahrbahndecke besteht aus Granit-Kleinpilaster von etwa 10 cm Kantenlänge der Würfel, die in Klessand versetzt, abgerammt und eingeschlämmt und deren Fugen mit Teer vergossen sind.



Abb. 23. Schöpfwerk Kuglacken. Einlauf.

Die Fahrbahnbreite beträgt 6 m zwischen den Schrammkanten. Die Gehwege sind an sich 1,72 m breit, doch sind davon nur 1,12 m nutzbar, da die Brückenhauptträger über Gehweg hinausragen. Sie stehen somit 0,6 m hinter Schrammbordkante.

V. Die Vorflutanlagen.

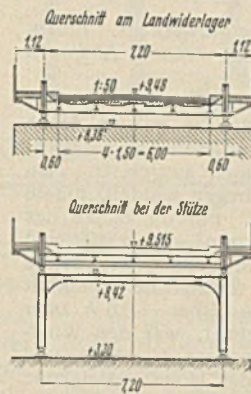
Durch den Stau werden zwei zu beiden Seiten des Flusses dicht oberhalb der Staustufe liegende Wiesenpolder in Mitleidenschaft gezogen. Da ihre Entwässerung in das Unterwasser der Staustufe nicht möglich oder unwirtschaftlich war, mußte zur künstlichen Entwässerung der Wiesenflächen je ein Schöpfwerk erbaut werden.

Der linksseitige größere Wiesenpolder bei Taplacken erstreckt sich von Flußkilometer 35,5 bis Flußkilometer 39,0 und ist rd. 2,8 km² groß.

Das aus dem rechtsseitigen kleineren Wiesenpolder beim Gute Kuglacken anfallende Wasser wurde bisher von dem Mühlenbach aufgenommen,

der mit seinem Unterlauf den Polder durchfloß und bei Flußkilometer 37,5 in den Pregel mündete. Da die Sohle des Mühlenbaches bei dessen Eintritt in die Niederung beträchtlich über dem Stau liegt, wäre es unzweckmäßig gewesen, die gesamte Wassermenge des Mühlenbaches dem Schöpfwerke zuzuführen und durch dieses abzupumpen. Der Mühlenbach ist daher von seinem Eintritt in das Pregeltal unmittelbar zwischen Deichen dem Pregel zugeführt und das Schöpfwerk lediglich für das noch im Polder anfallende Wasser bemessen worden. Der Polder Kuglacken ist rd. 0,5 km² groß.

Die Schöpfwerke sind für eine Niederschlagmenge von 120 l/sek je km² berechnet. Sie werden elektrisch angetrieben und selbsttätig durch Schwimmerschalter betätigt. Das Schöpfwerk Taplacken wird von einem Elektromotor von 23 PS und das von Kuglacken von einem solchen von 6,5 PS angetrieben (Abb. 23).



VI. Das Schleusenwärter-Dienstgehöft.

Für den Schleusenwärter und den Schleusenarbeiter ist unmittelbar neben der Schleuse an der Straße ein Dienstgehöft errichtet worden, das aus dem Doppelwohnhaus mit Stall und Gärten besteht (Abb. 24).

VII. Die Baukosten.

Für den Bau der Staustufe Taplacken wurden im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms der Reichsregierung für 1932 (Papenprogramm) die erforderlichen Mittel in Form eines Kredits der Deutschen Gesellschaft für öffentliche Arbeiten (Öffa) bis zur Höhe von 1 076 700 RM und einer Grundförderung der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung bis zur Höhe von rd. 119 600 RM bereitgestellt. Außerdem wurden für den Grunderwerb und für die Bauleitung 123 700 RM vom Herrn Reichsverkehrsminister zur Verfügung gestellt. Insgesamt standen somit rd. 1 320 000 RM für die Durchführung des Bauvorhabens zur Verfügung. Verausgabte wurden davon rd. 1 170 000 RM, so daß trotz der aus beim Bau aufgetretenen Schwierigkeiten noch eine erhebliche Ersparnis erzielt werden konnte. — Für den Bau der Staustufe Taplacken waren rd. 70 000 Tagewerke erforderlich.



Abb. 24. Schleusenwärter-Dienstgehöft.

Die Leistungen für die Staustufe Taplacken waren in fünf Losen wie folgt vergeben:

Los I bis III: Schleusenwärter-Dienstgehöft, Schleuse nebst Schleusedurchstich und Nadelwehr an eine Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen Dyckerhoff & Widmann AG, Beton & Monierbau AG und Julius Berger AG, sämtlich in Königsberg;

Los IV: Baggerungen und Sohlenbefestigung am Nadelwehr an eine Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen Philipp Holzmann AG. und Hermann Klammt, beide in Königsberg;

Los V: Vorflutanlagen und Trennmole an die Hoch- und Tiefbau G. m. b. H., Königsberg.

Die Entwurfsbearbeitung für die Staustufe und die Überwachung des Baues besorgte das Preußische Bauamt für den Pregel ausbau in Insterburg. Das Bauamt unterhielt auf der Baustelle eine Bauleitung, die mit einem Regierungsbaumeister im Angestelltenverhältnis und mehreren Technikern besetzt war.

Alle Rechte vorbehalten.

Zum Einsturz des Langenberger Sendeturms.

Der Bau hölzerner Sendtürme war begründet durch gewisse ungünstige Betriebserfahrungen mit älteren stählernen Türmen. Nachdem sich herausgestellt hatte, daß durch das Mitschwingen der Funkmasten aus Stahl die Empfangsstärken hinter den Masten in beträchtlichem Maße verringert wurden, kam man dazu, Holztürme auszuprobieren, und da die Versuche gute Ergebnisse hatten, beschloß man den Bau hölzerner Türme, u. a. auch des bekanntlich jüngst eingestürzten Sendeturms in Langenberg.

Diese Maßnahmen zur Beseitigung der Mängel hatten ohne Zweifel ihre Berechtigung. Eine andere Frage ist jedoch die, ob die technische

Prüfung der Angelegenheit ein ebenso günstiges Ergebnis zeigen konnte, wie die der betrieblichen. Und außerdem, ob es nicht möglich sei, auch in Stahl Funktürme zu erstellen, die funktechnisch und bautechnisch alle Vorteile aufzuweisen hatten.

Es würde hier zu weit führen, auf die funktechnischen Fragen bei der Führung der Antenne und der Reuse einzugehen. Hier soll nur angedeutet werden, welche Eindrücke der zerstörte Holzturm in Langenberg auf den unbefangenen Beschauer macht. Daß es sich bei dem Unwetter um einen außergewöhnlichen Sturm handelte, ist sicher; das beweisen

die abgedrehten Bäume und das stark mitgenommene Försterhaus. Einem solchen Unwetter muß ein Bauwerk aber standhalten, wenn es Anspruch auf völlige Betriebssicherheit macht.

Starke Stürme treten immer wieder auf; deshalb muß der Konstrukteur mit ihnen rechnen. Es ist bekannt, daß die Windstärke mit der Höhe stark zunimmt. Daher sind die Spitzen von Türmen und sonstige hochragenden Bauteile besonders starken Beanspruchungen ausgesetzt. Nun ist zwar dem verstärkten Windangriff Rechnung getragen worden, indem man für die Windkraft $150 + 0,5 h \text{ kg/m}^2$ ansetzte. Für die Spitze des Turmes bei $h = 160 \text{ m}$ Höhe wurden also 230 kg/m^2 als waagrecht wirkende Windkraft in Rechnung gestellt. Man wird aus dem Einsturz des Senders die Lehre ziehen müssen, daß die zusätzliche Windkraft mindestens $= h$ angenommen werden muß statt wie bisher $= 0,5 h$, oder daß man die Höhe vom Fuße des Berges ab rechnet, was den Windverhältnissen wohl am besten gerecht wird. Besondere Versuche und Messungen müßten erweisen, ob sich die mit der Höhe ansteigende Windstärke durch eine Gerade darstellen läßt, oder ob diese Linie eine Kurve ist. Auf jeden Fall wird man gut daran tun, bis zur Aufklärung der Einsturzsache einen Sicherheitsfaktor bei der Bemessung ähnlicher Bauten in die Berechnung einzustellen. Die Tatsachen haben bewiesen, daß es dem Sturm möglich war, den Holzturm zu fällen. Zum Glück handelt es sich hierbei nur um Materialschaden. Wäre der Turm in entgegengesetzter Richtung umgelegt worden, so wäre der Schaden nicht abzusehen gewesen.

Aus den Trümmern des Bauwerks sind für die Zukunft die folgenden Lehren zu ziehen:

1. Schnittholz ist ein Baustoff, bei dessen Anwendung für derartige Bauwerke man nie vor Überraschungen sicher ist. Obwohl die amerikanische Pechkiefer als astrein gilt, enthielten die Hölzer eingewachsene Äste. Einer der zerbrochenen Balken 12/12 cm hatte an der Bruchstelle einen etwa 2 cm starken verwachsenen Ast, der von außen als solcher kaum zu erkennen war.

2. Die stark beanspruchten Hölzer zeigten sich dem Lochleibungsdruck bzw. den Scherkräften nicht gewachsen. Diese Stücke waren in Richtung der Dübellöcher aufgetrennt. An der Bruchfläche machte das Holz einen spröden Eindruck, ähnlich wie das leicht zu spaltende Holz der pitch-pine und karolina-pine. Wer diese Eigenschaften der verwandten Holzarten kennt, wundert sich nicht über das Langaufließen der mit Gewalt beanspruchten Hölzer.

3. Daß Pechkieferholz nicht faule, wurde durch die Tatsache widerlegt, daß das Endstück eines untergeordneten Holzes 8/8 cm angefault war.

4. Die verwendeten Hölzer waren nicht frei von Schwundrissen, und ferner dringt die Tränkflüssigkeit nicht im geringsten in das Holz ein. Letzteres ist auf die Härte und den Harzreichtum des Pechkieferholzes zurückzuführen.

Inwieweit Fehler im Material bei der Zerstörung mitgewirkt haben, oder ob diese auf Fehler in der Berechnung zurückzuführen ist, kann nur die nähere Untersuchung ergeben. Liegen keine Berechnungsfehler vor, so darf schon jetzt gesagt werden, daß ein sicherer Rückschluß nur schwer möglich sein wird. Nach den noch stehenden Resten der Eckpfosten ist anzunehmen, daß der entscheidende Angriff den starr ausgesteiften Turm in dem Knick in Höhe der untersten Gurtung abbrach oder ausscherte, wobei sich der obere Teil von dem Knotenpunkt löste und beim Fall zwischen den stehengebliebenen Eckpfosten hindurch die nordwestliche und südliche der Hauptstreben über dem obersten Stahlband der Verankerung abbrach. Beim Aufschlag ging die gesamte Konstruktion in Trümmer, so daß der mächtige Turm nur noch Brennholz wert hat.

Bemerkenswert ist, daß Betonfundamente und Stahlschuhe nebst Verankerung der gewaltigen Beanspruchung erfolgreich widerstanden und nicht einmal vom Platze wichen. Wenn man nach der eigentlichen Ursache des Einsturzes forschen will, wird man sie in der Richtung suchen müssen, daß alle ungünstigen Umstände zugleich an den schwächsten Punkten der Konstruktion angriffen — und das sind ohne Zweifel die Knickstellen der Eckpfosten, an denen die Stöße der Hölzer nur durch Laschen überbrückt sind. An diesen Punkten liegen denn auch vermutlich die ersten Bruch- bzw. Ausscherungsstellen. Die zwei Eckpfosten wurden wahrscheinlich hiernach beim Niedersturz der Holzmassen abgebrochen.

Ein Hilfssender verrichtet jetzt an Stelle des durch Sturm vernichteten hölzernen Sendeturms den Dienst, doch wird der senderlose Zustand nicht lange dauern dürfen, da der Reichssender Köln zu den wichtigsten in Deutschland gehört. So drängen die Verhältnisse zwangsläufig zu einer schnellen Entscheidung, und wieder steht die Frage „Stahl oder Holz“ zur Erwägung. Es steht zu erwarten, daß nach der Lehre von Langenberg der Wahl des Baustoffes die Bedeutung zuerkannt wird, die ihm nach dem Umfange und der Wichtigkeit des Bauvorhabens zukommt. Die Erfahrungen mit Stahlmasten in vielen Ländern haben gezeigt, daß diese bei Beanspruchungen auf Knicken, Verdrehen und Abscheren stärkere Widerstände zu entwickeln in der Lage sind als andere Konstruktionen. Die Tatsache, daß selbst die Heimatländer bevorzugter Hölzer lieber ihre Funkanlagen in Stahl als in Holz bauen, läßt darauf schließen, daß man dort die Vorteile der Holztürme nicht so hoch einschätzt wie bei uns und die Standsicherheit zur ersten Forderung erhebt.

Wilhelm Spieker.

Vermischtes.

Gestänge-Schüttelrutschen¹⁾. Bei den gewöhnlichen Schüttelrutschen dienen die einzelnen Rinnenschüsse nicht nur zur Aufnahme des Fördergutes, sondern auch zum Weiterleiten der Kräfte, die vom Antriebe zur Hin- und Herbewegung des ganzen Stranges erzeugt werden. Da die auf Zug und Druck beanspruchten Rinnenbleche infolge des Ver-

stücke, die dieselbe Länge wie die Gestängetelle haben (Abb. 2), sind nur an einer Stelle fest angeschraubt und liegen in ihrer Länge lose auf dem Gestänge auf. Gegen Abheben sind sie aber gesichert.

Die einzelnen Rutschenstücke sind miteinander durch Ösen verbunden, die auf beiden Seiten über die vorstehenden Nasen gelegt und durch

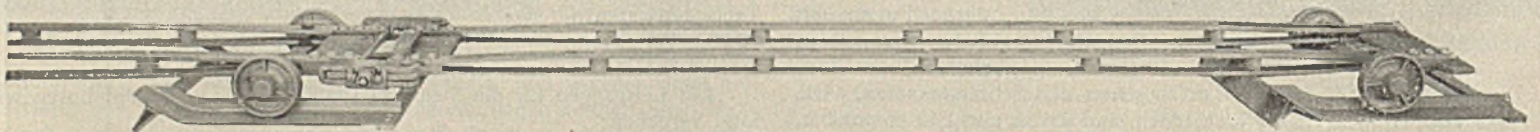


Abb. 1.

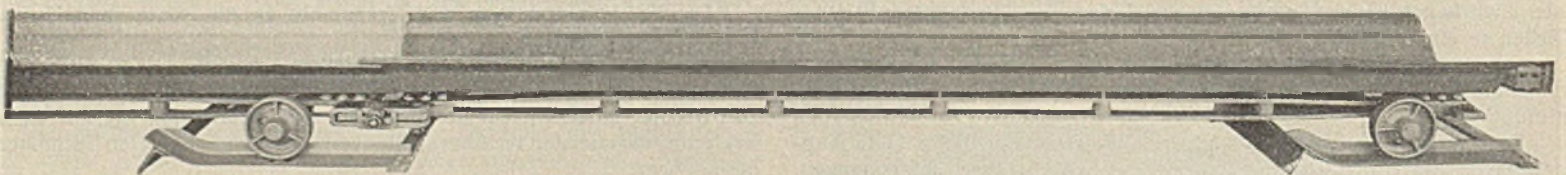


Abb. 2.

schleißes durch das gleitende Fördergut nach einer gewissen Betriebszeit den Beanspruchungen nicht mehr gewachsen sind, müssen sie ausgewechselt werden. An den neuen Gestängerutschen von Gebr. Eickhoff, Bochum, sind daher unter den Rinnen besondere Gestänge angebracht (Abb. 1), die die Antriebskräfte übertragen, während die lose darauf befindlichen Rinnen nur das Fördergut tragen, so daß die einzelnen Schüsse bis zum völligen Verschleiß verwendbar bleiben. Die einzelnen Rinnen-

Zugkeile festgehalten werden. Für die Rinnen genügen Bleche von 3 mm Dicke. Der Antrieb und die Lagerung auf dem Erdboden sind ebenso gebaut wie an gewöhnlichen Schüttelrutschen. R.

INHALT: Aus dem wasserbaulichen Arbeitsgebiet der bayerischen Staatsbauverwaltung. (Fortsetzung.) — Deutsche Brückenlieferungen für Südamerika. — Die Kanallisierung des Oberpreßels. (Schluß.) — Zum Einsturz des Langenberger Sendeturms. — Vermischtes: Gestänge-Schüttelrutschen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1933, Heft 29, S. 418.