DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang BERLIN, 19. September 1933 Heft 40

Alle Rechte vorbehalten.

Grundablaß und Kraftwerk des Staubeckens Ottmachau.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Möhlmann**, Berlin.

Am 17. Juni d. J. hat der Herr Reichsverkehrsminister in Gegenwart von Vertretern der Behörden und der Wirtschaft das Staubecken an der Glatzer Neiße bei Ottmachau eröffnet und damit das erste von mehreren Bauvorhaben gleicher Art, die für die Verbesserung der Abflußverhältnisse (Schiffbarkeit) der Oder noch erforderlich sind, seiner Bestimmung übergeben. Über die wasserwirtschaftliche Bedeutung, die Gesamtanlage sowie über einige in sich geschlossene Bauwerke ist schon verschiedentlich berichtet worden[1]). Hier sollen die für die Ausbildung des Grundablasses und des Kraftwerks maßgebend gewesenen Gesichtspunkte sowie die wesentlichen Einzelheiten dieser zu einem Bauwerk vereinigten beiden Bauteile behandelt werden, und zwar nach folgender Gliederung: Hydrologische Verhältnisse der Glatzer Neiße und deren Einfluß auf die gesamte Bauausführung, Aufgaben und Abmessungen des Grundablasses, Kraftausnutzung, konstruktive Ausbildung des vereinigten Bauwerks, Verschlüsse und ihre Anordnung, Modellversuche mit Zylinderschützen und Ringschieberventil bei natürlicher, d. h. nicht modellmäßig verkleinerter Druckhöhe auf Energieverzehrung und Kavitationsfreiheit, Bedienungshalle, Anschluß der Dammdichtung an das Bauwerk, Bewegungsfugen und ihre Abdichtung, Schutz des Betons, Untergrundverhältnisse, Setzungen, kritische Betrachtungen.

Die Glatzer Neiße hat, wie die meisten linkseitigen Nebenflüsse der Oder, den Charakter eines Mittelgebirgsflusses. Ihre Wasserführung ist starken Schwankungen unterworfen. Die Jahresabflußmenge des an der Sperrstelle rd. 2350 km² großen Einzugsgebietes wechselte in den Jahren 1898 bis 1930 zwischen 324 und 1325 Mill. m³. Während das NNW bei Ottmachau etwa 4 m³/sek, das MW etwa 21 m³/sek beträgt, muß nach dem Gutachten der Landesanstalt für Gewässerkunde in Berlin mit einer höchsten HW-Menge von 1800 m³/sek gerechnet werden. Besonders zu beachten ist, daß die großen Hochwässer nicht etwa im Frühjahr bei der Schneeschmelze, sondern im Sommer auftreten.

Die typische meteorologische Ursache für die Entstehung großer Hochwässer im oberen Odergebiet ist die Wanderung eines Luftdruckminimums von Frankreich über Italien mit Ausbildung eines erheblichen Tiefdruckgebietes über der Adria, das durch warme Luftmassen nach Nord und Nordost vorgeschoben wird und über Mitteleuropa lagernde Kaltluft mit großer Geschwindigkeit anzieht. Für Schlesien macht sich bei dieser Wetterlage die Stauwirkung der Sudeten ungünstig bemerkbar. Infolge des Gleichgewichts zweier entgegengesetzter Luftströmungen kommen die gewaltigen Energieunterschiede an Ort und Stelle zum Ausgleich. Die oft tagelang immer von neuem herangeführten schweren Wolken geben beim Aufsteigen ihre Feuchtigkeit in Form von Regen ab. So sind die großen Niederschlagsmengen im Vorlande dieses Gebirgszuges, d. h. im Quellgebiete der linkseitigen Nebenflüsse der Oder, zu erklären.

[1]) Satorius, DWW 1925, Heft 5, S. 102. — Krieg u. Möhlmann, DWW 1930, Heft 5, S. 93. — Krieg, DWW 1932, Heft 11, S. 211. — Gährs, Bautechn. 1929, S. 64; 1930, S. 23; 1931, S. 23; 1932, S. 19; 1933, S. 7. — Chop, Bautechn. 1929, S. 60; 1930, S. 547. — Müller-Bader, Bautechn. 1930, S. 673. — Marx, Bautechn. 1932, S. 8.

Diesen besonderen hydrologischen Verhältnissen war bei der Bauausführung in Ottmachau Rechnung zu tragen. Um etwaige Schwierigkeiten hinsichtlich der Wasserabführung im Neißetal möglichst lange zu vermeiden, wurden die Staudammarbeiten so eingerichtet, daß bis kurz vor ihrer Beendigung der Hochwasserquerschnitt der Neiße nur wenig eingeschränkt zu werden brauchte. Die Schüttung wurde auf der Südseite am Westende begonnen (Abb. 1) und bis in die Nähe der Grundablaßbaugrube vorgetrieben. Dann wurden die beiden großen Absetzgeräte über die Neiße geschafft. Auf der Nordseite blieb zunächst eine Lücke von 300 m Länge, dahinter wurde die Dammschüttung nach Norden und Westen fortgesetzt. Der Grundablaß war so zeitig fertigzustellen, daß die Neiße umgeleitet werden konnte, bevor das südliche Dammende — nach Überschüttung des Bauwerks selbst — auch über den Flußlauf hinweggeschüttet werden mußte. Die Lücke zwischen den beiden Dammteilen war so groß gewählt worden, daß sie im Verein mit den nur für die Bauzeit ausgesparten Hochwasseröffnungen des Grundablasses, auf die später noch näher einzugehen sein wird, selbst das höchste rechnerisch ermittelte Hochwasser von 1800 m³/sek bei einer mittleren Wassergeschwindigkeit zwischen den beiden Dammenden von rechnungsmäßig etwa 2,70 m/sek entsprechend einer Füllitiefe im Becken von weniger als 2 m und einem Stau von nahezu 0,5 m hätte abführen können. Die Schließung des Dammes mußte in eine Zeit gelegt werden, in der ein größeres Hochwasser (von mehr als etwa 800 m³/sek) erfahrungsgemäß kaum zu erwarten war, d. h. in die Zeit vom Oktober bis Mai. Im Spätsommer 1931 wurde durch die Verlängerung des nördlichen Dammstückes nach Süden in voller Höhe die Lücke so weit (auf 150 m) eingeschränkt, daß einerseits ein mittleres HW von etwa 800 m³/sek ohne erheblichen Stau (rechnerisch 0,92 m) und ohne unzulässige Geschwindigkeit in der Dammlücke hätte abfließen können und anderseits das Reststück des Dammes in wenigen Tagen bis mindestens 1,50 m über die Stauhöhe hochgeführt werden konnte, die sich bei Abführung von 800 m³/sek durch den Grundablaß allein ergeben haben würde. Vollkommen ausgeschlossen war allerdings auch ein noch größeres Hochwasser nicht. Für den Grenzfall ($Q = 1800$ m³/sek) würde die Füllitiefe des Beckens etwa 6,5 m und der Inhalt etwa 29 Mill. m³ betragen haben. Ein Überströmen des Dammschlußstückes mußte unter allen Umständen vermieden werden wegen der Gefahr eines Durchbruches an dieser Stelle, bei dem die inzwischen im Becken gestauten Wassermengen sich plötzlich in das Neißetal hätten ergießen und dort ungeheuren Schaden anrichten können.

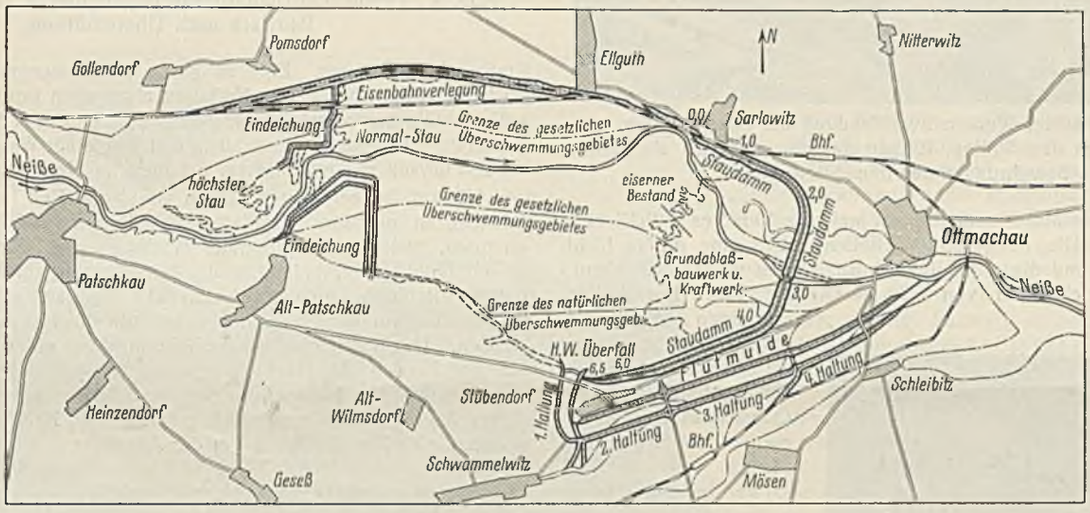


Abb. 1. Übersichtsplan.

Der Grundablaß, ohne den die Ausführung eines Staudammes an einem so hochwassergefährlichen Flusse überhaupt kaum denkbar wäre, hat folgende Aufgaben zu erfüllen:

1. Abgabe von Zuschußwasser an die Oder, soweit dies nicht durch den Betrieb des Kraftwerks ermöglicht wird;
2. Abführung von Hochwasser bis zu 500 m³/sek;
3. Ablassen von Vorwellen (im Einvernehmen mit den Unterliegern) zur Vergrößerung des Hochwasserschutzraumes bei Hochwassergefahr;

4. Abführung des Neißewassers während des letzten Bauabschnittes der Dammschüttung;
5. Regelung der Stauhöhe während der langsamen Füllung des Beckens zur Erprobung des Dammes;
6. teilweise oder vollständige Entleerung des Beckens bei Gefahrzuständen oder Ausbesserungen sowie zum Nachweise der Standfähigkeit des wasserseitigen Dammteiles (besonders der Deckschicht über der Tondichtung) bei sinkendem Stauspiegel.

Die Aufgaben zu 4. bis 6., in erster Linie die zu 4., waren für die Größe des Grundablaßbauwerks maßgebend. Es hat eine Grundfläche von fast 100 × 100 m und eine Höhe vom tiefsten Punkte der Sohle

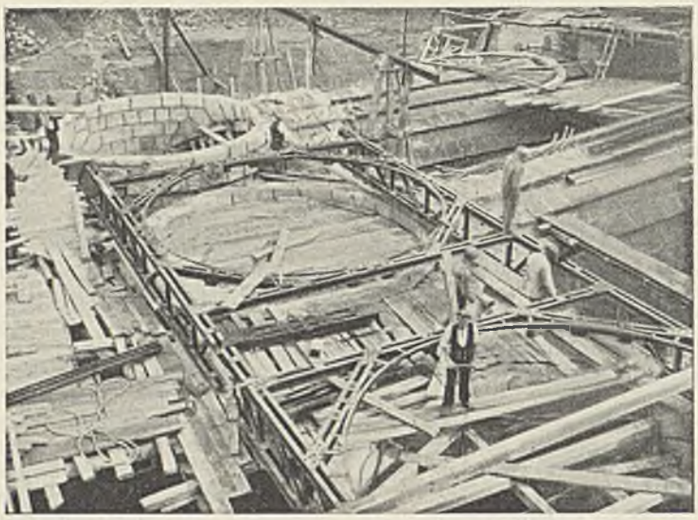


Abb. 2. Ventilschächte, Werksteinverblendung am Übergang von den Ventilschächten zu den Stollen, Einbau des Eisengerüstes als Betonbewehrung unter dem Sitzring.

bis zum Dachfirst der Maschinenhalle von mehr als 40 m; es enthält etwa 120 000 m³ Beton. Die waagerechten Stollen haben eine größte Lichthöhe von rd. 10 m und die über ihnen vorhandenen senkrechten Ventilschächte einen Durchmesser von 6,70 m (Abb. 2 u. 3). Die Abflußöffnungen (sechs Grundablaßstollen und zwei Turbinenrohre) haben an der engsten Stelle einen Querschnitt von zusammen rd. 180 m², so daß

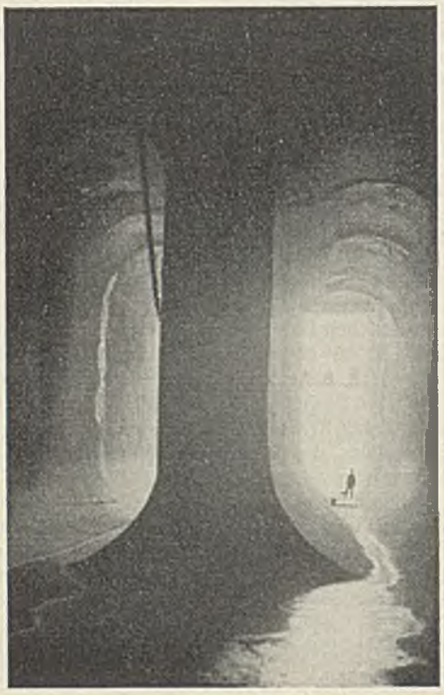


Abb. 3. Blick in das Innere eines Betonstollens. Mann im Hintergrunde als Maßstab.

sie allein ein Hochwasser von 800 m³/sek bei einem Stau von 1,75 m und einer Wassergeschwindigkeit von etwa 4,4 m/sek hätten abführen können, solange die — die Querschnitte verengenden und Energie verzehrenden — Hauptverschlüsse (Ringschieberventile) noch nicht eingesetzt waren. Auch nach ihrem Einbau beträgt bei Höchststau die Leistungsfähigkeit noch etwa 500 m³/sek; weitere 35 m³/sek kann das

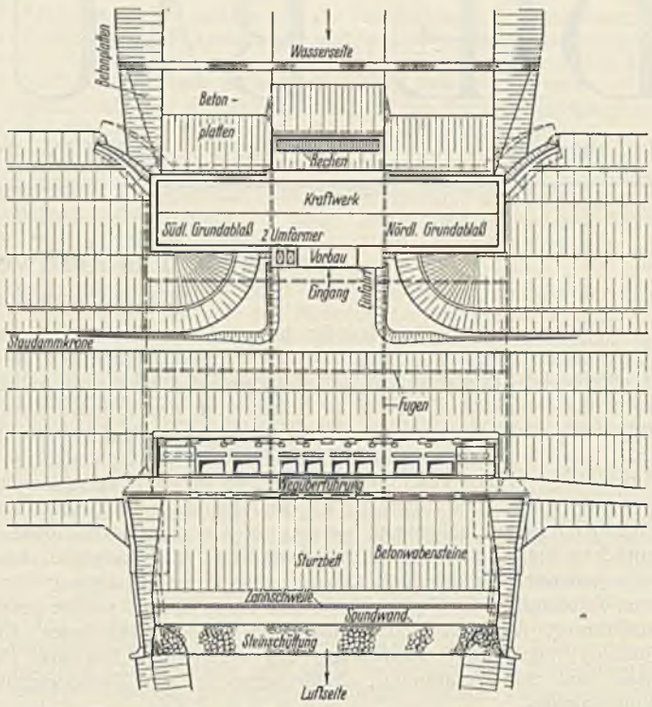


Abb. 5. Grundablaß und Kraftwerk, Draufsicht auf das vereinigte Bauwerk nach Überschüttung.

Kraftwerk verarbeiten. Eine so große Wassermenge wird jedoch später am Grundablaß wohl nur in Notfällen abgegeben werden; denn das bordvolle Abführungsvermögen der Neiße unterhalb des Staudammes beträgt nur etwa 150 m³/sek, wenn auch erst bei einer Wassermenge von mehr als 250 m³/sek mit erheblichem Schaden im Neißetal zu rechnen ist.

Hierauf ist bei dem Ablassen von Vorwellen bei Hochwassergefahr Bedacht zu nehmen. Größere Vorwellen werden nur dann in Frage kommen, wenn ein bedeutendes Hochwasser mit Sicherheit zu erwarten ist auf Grund der Meldungen aus dem Einzugsgebiet, die nach den bisherigen Beobachtungen mindestens 12 Stunden, im allgemeinen sogar 24 Stunden vor dem Eintreffen der Welle die Entscheidung ermöglichen werden. Um durch eine solche Vorentlastung einen erheblichen Einfluß auf das Köpfen der Hochwasserwelle, das ja in der Hauptsache durch den Hochwasserschutzraum des Beckens erfolgt, ausüben zu können, müßte dieser Zeitraum noch wesentlich größer sein. Nach alledem erscheint es geboten, sich Zurückhaltung bei der Abgabe von Vorwellen aufzuerlegen.

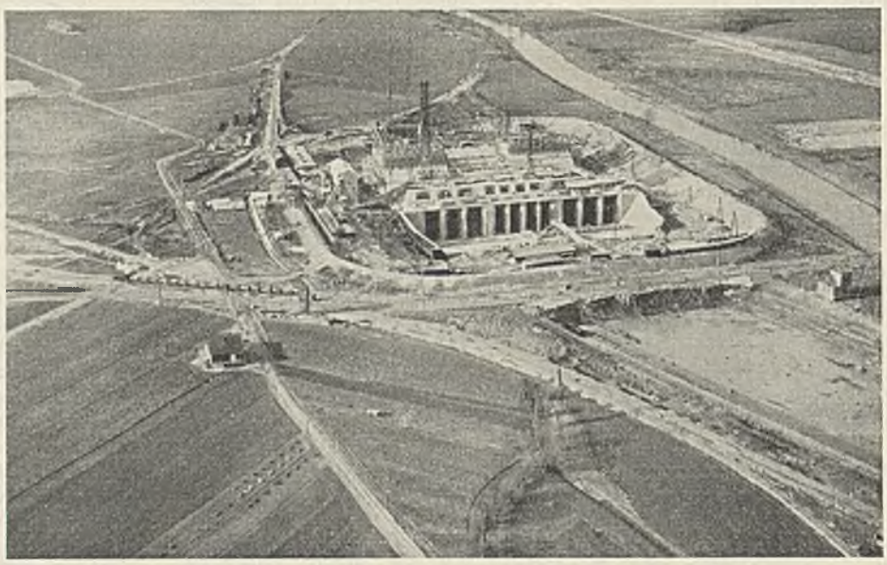


Abb. 4. Flugbild der Baugrube mit Ringdeich. Rechts Neiße, im Hintergrunde das Beckengelände, vorn rechts das neue Neißebett.

Auch auf den Verlauf der Oderwelle ist Rücksicht zu nehmen. Ihr Scheitel darf auf keinen Fall durch eine Vorwelle aus Ottmachau vergrößert werden.

Im übrigen wird das Hochwasser im allgemeinen durch das am südwestlichen Ende des Dammes angeordnete Überfallbauwerk (festes Wehr von 206 m Länge, daneben an jedem Ende ein bewegliches Wehr von

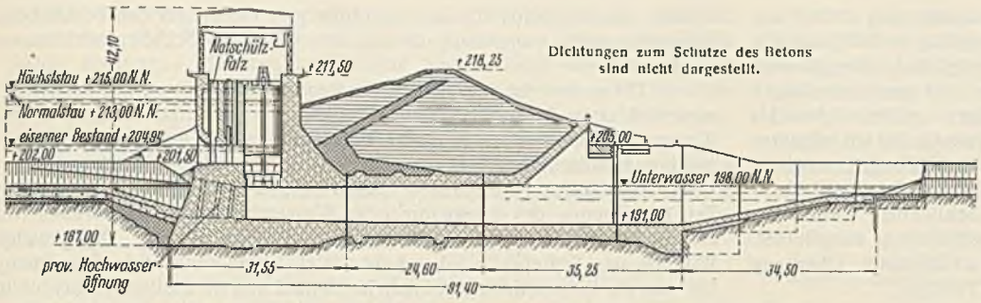


Abb. 6. Längsschnitt des Grundablasses. Ringschieber geschlossen.

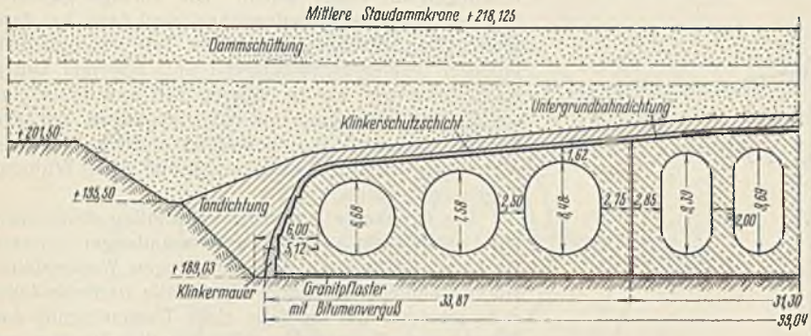


Abb. 7. Querschnitt durch Grundablaß und Kraftwerkstollen etwa in Dammachse.

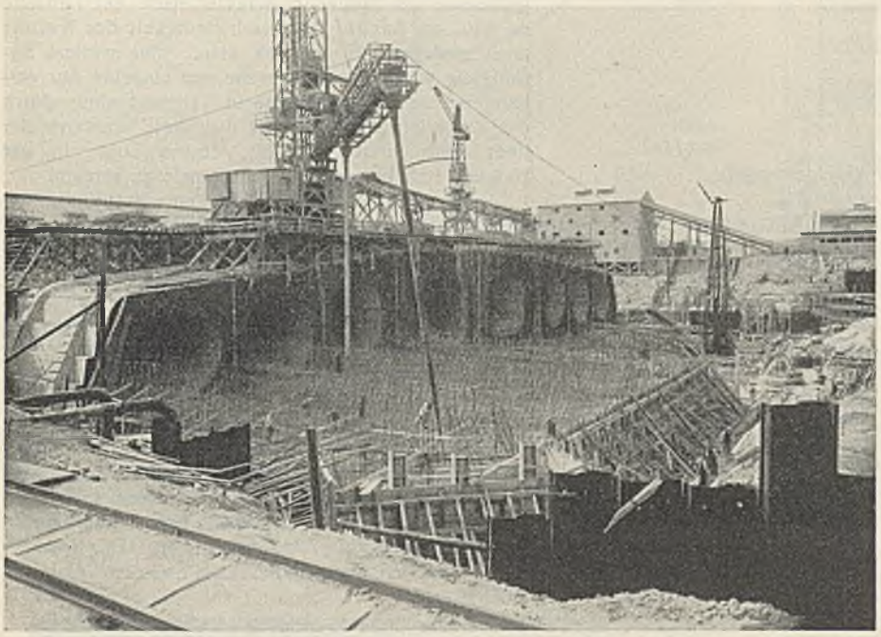


Abb. 8. Bauzustand. Blick gegen die Mittelblöcke, Betonieren der beckenseitigen Blöcke, im Hintergrunde Betonfabrik, daneben fahrbare Förderbänder, fahrbarer Betonierturm mit Auslegerband, darunter Betonfallrohre.

15 m Länge und 3,3 m Höhe) abgeführt und fließt durch die anschließende rd. 200 m breite Flutmulde dem Flußlauf unterhalb Ottmachau wieder zu. Bei etwaigem Versagen des Grundablasses ist diese Entlastungsanlage auch allein imstande, das HHW von 1800 m³/sek ohne Gefährdung des Dammes abzuführen. Selbst wenn dieses auf ein bis zum Normalstau gefülltes Becken trifft, wird durch den Hochwasserschutzraum der Scheitel derart geköpft, daß der größte sekundliche Abfluß aus dem Becken um etwa 15 % kleiner ist als der größte Zufluß. Auch für diesen Ausnahmefall wird Ziffer C 130 der „Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren" (III. Ausführungsanweisung zum Wassergesetz), Ausgabe 1930, erfüllt; denn der Stauspiegel bleibt auch dann noch mehr als 2 m unter der Dammkrone.

Das Becken ist zwar ausgesprochenermaßen zur Anreicherung des Oderniedrigwassers errichtet worden. Wollte man aber die aufgespeicherten Wassermengen ohne Ausnutzung der ihnen innewohnenden Energie ablaufen lassen, so würde das in der breiten Öffentlichkeit sicherlich nicht verstanden werden. Dem Fachmann aber ist klar, daß beide Zwecke oft schwer miteinander in Einklang zu bringen sind.

In Ottmachau muß sich der Kraftwerkbetrieb dem Hauptzweck des Beckens, der Oderspeisung, unterordnen. Dadurch verliert die Wasserkraft erheblich an Wert, und es ist nur dann möglich, den Betrieb wirtschaftlich zu gestalten, wenn der massive Unterbau, der für die Abführung des Neißewassers während des Dammschlusses mit herangezogen werden, also einen Teil der Grundablaßöffnungen ersetzen konnte, nicht voll in Rechnung gestellt wird.

Die Verhandlungen mit verschiedenen Interessenten über den Absatz der anfallenden Energie waren in Anbetracht des geringen Wertes, den die Wasserkraft im Verhältnis zur Dampfkraft, besonders in der Nähe eines Kohlenreviers heutzutage hat, recht schwierig und zogen sich schließlich bis weit über den Baubeginn, der im Jahre 1927 im Rahmen des ersten Arbeitbeschaffungsprogramms stattfand, hin. In dem Entwurf war Spitzenbetrieb vorgesehen. Es sollten zwei Kaplanturbinen von zusammen 102 m³/sek Schluckfähigkeit und 9300 kW bei einem mittleren Gefälle von 12,5 m (max = 16 m) eingebaut werden. Die Kosten des Ausgleichbeckens wären dem Betrieb nur in geringem Maße zur Last gefallen, weil ein großer Teil des Bodenaushubes für die Dammschüttung hätte Verwendung finden können. Schließlich kam aber das abnehmende Werk zu der Überzeugung, daß es mit Rücksicht auf die besonderen Verhältnisse in seinem Überlandnetz (Phasenverbesserung) in Ottmachau Laufstrom verhältnismäßig höher bewerten könne als Spitzenstrom. So wurde der Vertrag auf Laufstrom abgeschlossen. Zur Ausführung kamen demgemäß zwei kleinere Turbinen von zusammen 4000 kW bei 36,4 m³/sek größter Schluckfähigkeit.

Grundablaß und Kraftwerk sind zu einem Bauwerk vereinigt, das unmittelbar neben dem Flußlauf in einer bis zu 16 m tiefen, gegen HW durch einen Ringdeich geschützten Baugrube im Trockenen hergestellt wurde (Abb. 4). Die Baugrube mußte so nahe wie möglich an den Flußlauf herangerückt werden, da nach den ausgeführten Bohrungen der Baugrund unmittelbar südlich der Neiße am besten war. Hier steht das Bauwerk auch insofern günstig, als der Untergraben in ziemlich geradliniger Verlängerung des unteren Flußlaufes angeordnet werden konnte.

Dieses wichtige Bauwerk erforderte eine eingehende Entwurfbearbeitung und konstruktive Durchbildung. Vor allen Dingen war auf die Sicherheit des Staudammes Bedacht zu nehmen. Den Damm an der tiefsten Stelle des Tales, wo er seine größte Höhe erreicht, ganz zu unterbrechen durch ein großes massives Bauwerk, das unten die Grundablaßstollen enthalten und oben als HW-Überfall hätte dienen können, also etwa einem Stück massiver Staumauer entsprochen hätte, erschien nicht ratsam. Abgesehen von den Bedenken, die bezüglich der Standsicherheit einer rd. 12 m über Gelände hohen, bei Hochwasser überströmten Mauer wegen des ungünstigen Baugrundes (stark wechselnde tonige Schichten mit linsenförmigen Sandeinlagerungen) zu erheben gewesen wären, hätte auch eine Gewähr für den guten Anschluß des Dammes, besonders der Tondichtung an das Bauwerk kaum übernommen werden können wegen der zu erwartenden Bewegungen des Dammes oder des Bauwerks. Nicht unbedeutend würden voraussichtlich die Längenänderungen durch Temperaturwechsel gewesen sein; wurden doch im Winter 1928/29 in Ottmachau im Freien nahezu —40° C gemessen. Wesentlich größer dürften aber die senkrechten und die quer zur Dammachse gerichteten waagerechten Bewegungen infolge von Setzungen und wechselnder statischer Belastung geworden sein. Auch durch die dynamische Wirkung des überfallenden Hochwassers auf den Mauerfuß wäre ein stärkeres Nachgeben des besonders belasteten Untergrundes an der Luftseite und ein Kippen der Mauer begünstigt worden.

Es wurde daher für zweckmäßiger gehalten, den Damm möglichst in voller Höhe über das Bauwerk hinwegzuführen (Abb. 5, 6, 7 u. 8), damit die Tondichtung, auf deren Ausbildung noch zurückzukommen sein wird, durch die große Auflast des darüberliegenden Dammteils fest an das Bauwerk angepreßt wird. Der große Druck soll ferner verhindern, daß der Ton im Laufe der Zeit zu viel Feuchtigkeit aufnehmen, infolgedessen zu weich werden und ausfließen kann.

Durch die tiefe Anordnung des Grundablasses (Oberkante etwa in Geländehöhe [Abb. 7]) sollten vor allen Dingen auch für die Setzung der Dammschüttung über dem Bauwerk annähernd die gleichen Verhältnisse geschaffen werden wie für die Setzungen auf dem Gelände zu beiden Seiten, um eine Scherwirkung innerhalb des Dammes sowie die Entstehung

von Rissen und Undichtigkeiten zu vermeiden. Voraussetzung hierbei war natürlich, daß die Baugrubenzwickel besonders sorgfältig verfüllt und die Dichte der Schüttung der des gewachsenen Bodens möglichst nahe gebracht wurde. Das geschah durch ausgiebiges Abwalzen der einzelnen Lagen mit schweren Walzen bzw. durch Zusammenschlagen mittels eines als Rammgerät benutzten Seilgreifers auf Raupen, bei dem als Bär ein schweres eisernes plattenartiges Gußstück benutzt wurde. Als Füllboden wurde in Anpassung an den gewachsenen Boden Ton für den unteren und durchlässiges Material für den oberen Teil gewählt. Schließlich wurde das Bauwerk an den Seiten nicht senkrecht, sondern satteiförmig ausgebildet, um nicht einen scharfen Absatz, sondern einen allmählichen Übergang zwischen Beton und Boden unter dem Damm zu erhalten.

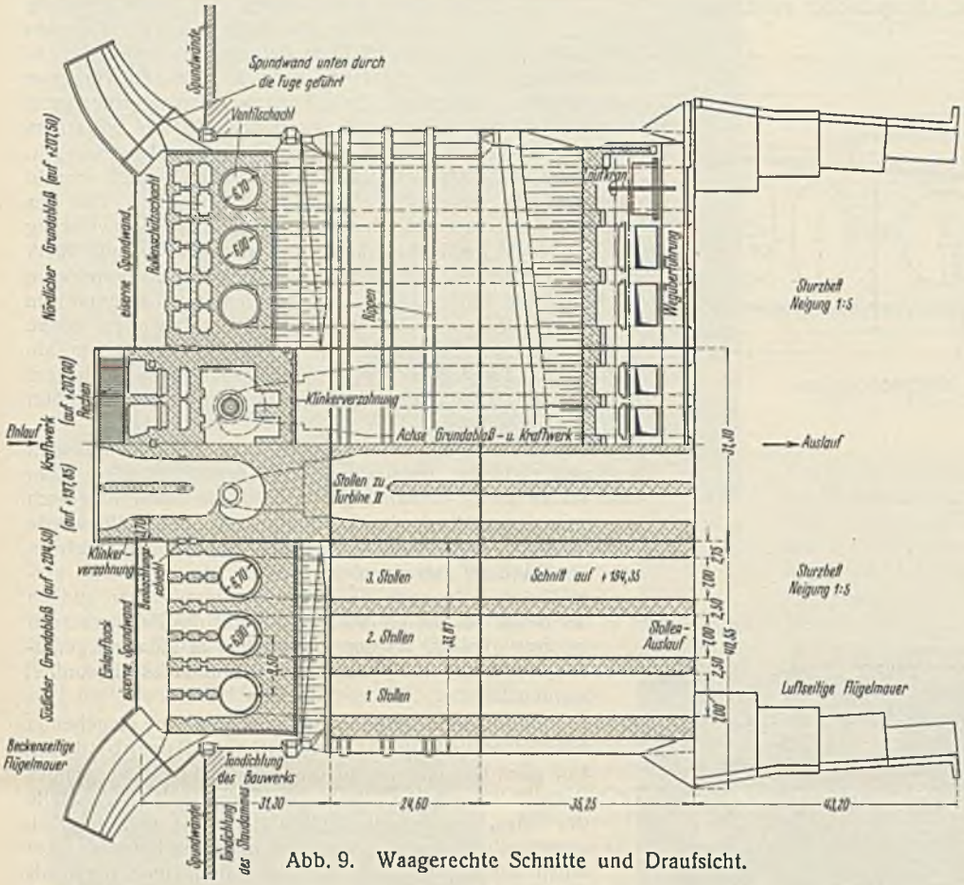


Abb. 9. Waagerechte Schnitte und Draufsicht.

Die tiefe Lage des Grundablasses war ferner Voraussetzung für die senkrechte Anordnung des Hauptverschlusses, die weiter unten noch näher begründet wird.

Der Querschnitt zeigt im Verein mit Abb. 9 auch die Unterteilung des ganzen Bauwerks in die beiden außen angeordneten Grundablaßteile mit je drei Stollen und dem dazwischenliegenden, durch Dehnungsfugen von ihnen getrennten Kraftwerkteil mit den beiden Turbinenstollen, die aus statischen Gründen durch je eine Zwischenwand unterteilt wurden.

Die eingangs geschilderten besonderen meteorologischen Verhältnisse führten zu einer von den üblichen Ausführungen abweichenden Anordnung der Verschlüsse. Es lag nahe, die für die Bauausführung erforderlichen ungewöhnlich großen Betonstollen später im Betriebe auch für die Abführung des Wassers voll nutzbar zu machen, d. h. auf den Einbau von eisernen Rohren mit kleinerem Durchmesser zu verzichten. Die großen Stollenquerschnitte boten die Möglichkeit, das Wasser mit geringer Geschwindigkeit (bei Abführung von 500 m³/sek ist v = etwa 3 m/sek), also nahezu druckfrei unter dem Damm hindurchzuführen. Im allgemeinen, d. h. bei geschlossenem Schieber, ist das Wasser in dem Stollen vollkommen entspannt und mit dem Unterwasser ausgespiegelt. Für den Damm wurde darin ein gewisser Vorteil erblickt insofern, als bei dieser Anordnung eine gefährliche Durchfeuchtung nicht eintreten kann, wie sie bei Durchführung gespannten Wassers mittels eiserner Rohre im Falle eines Rohrbruches unter Umständen zu befürchten wäre, wenn das ausbrechende Wasser, das am Ende der Stollen am Schieberhaus keinen freien Ablauf finden würde, durch die Fugen der Betonstollen an irgendeiner undichten Stelle unter Druck in den Dammkörper eindringen sollte. Welche Beschädigungen ein Rohrbruch verursachen kann, zeigt das Vorkommnis an einer großen Talsperre, wo vor einer Reihe von Jahren das aus einem aufgerissenen eisernen Druckrohr herausschießende Wasser in kurzer Zeit in der Stollenwandung einen tiefen Gletschertopf herausgearbeitet hatte, wahrscheinlich infolge der mahlenden Wirkung des Wasserwirbels, in dem sich Fremdkörper befanden. In dem betreffenden Falle war allerdings eine Gefahr für den Bestand des Bauwerks nicht vorhanden, da es sich um eine Schwergewichtmauer handelte.

In Ottmachau ist dem Fehlen der Druckrohre entsprechend der Hauptverschluß eines jeden Abflußstollens nicht an der Luft-, sondern an der Wasserseite angeordnet in einem über dem Stollen hochgeführten senkrechten Abfallschacht (Abb. 2 u. 6). Dieser Verschluß, ein Ringschieberventil mit elektrischem Antrieb, ist so ausgebildet, daß er den größten Teil der Energie des durchströmenden Wassers verzehrt. Das Wasser tritt also in nahezu entspanntem Zustande in den Stollen ein. Die günstige Wirkung des Schiebers wird erhöht durch seine senkrechte Anordnung, bei der die Wasserfäden zweimal, im Einlauf und im Stollen, rechtwinklig umgelenkt werden. Dazu kommen mehrfache Umlenkungen im Ventil selbst. Die anfangs geplante liegende Form wurde aufgegeben, weil dann bei dem großen Durchmesser im unteren Teil mit erheblich größerer Wassergeschwindigkeit und höherem Druck zu rechnen war als im oberen Teil und daher einseitige Beanspruchung und Schwierigkeiten bei der Führung (Klemmungen) befürchtet wurden. Die Beschreibung des Verschlusses selbst und seiner Wirkung folgt weiter unten.

Die Oberkante der Grundablaßstollen steigt nach der Luftseite hin an, um Luftansammlungen an der Decke zu verhindern, die den ruhigen Wasserabfluß stören könnten. Die Sohle hat Gefälle nach der Luftseite erhalten, um im Falle einer Trockenlegung das Wasser nach Einsetzen von Dammbalken bequem ins Unterwasser pumpen zu können. Infolge der durch die Neigung der Decke und der Sohle bedingten Vergrößerung des Stollenquerschnitts nach der Luftseite zu wird am Auslauf die Geschwindigkeit des Wassers noch geringer als 3 m/sek sein. Eine weitere Beruhigung wird, besonders wenn nur einzelne der vorhandenen sechs Verschlüsse in Tätigkeit sind, durch das anschließende mehr als 5 m tiefe Wasserpolster über dem unteren Vorbett, dessen Sohle in der Neigung 1 : 5 bis zur Flußsohle ansteigt, erreicht.

Im luftseitigen Teile der Stollen wurde bei dieser nicht erheblichen Wassergeschwindigkeit ein besonderer Schutz der Betonwandungen nicht für erforderlich gehalten. Nur im Einlauf, im Abfallschacht und anschließend im Ablaufstollen bis zur ersten Dehnungsfuge wurde eine Werksteinverkleidung ausgeführt (Abb. 2). Die Ausschreibung hatte das bemerkenswerte Ergebnis, daß Basaltlava vom Rhein trotz der hohen Fracht erheblich billiger angeboten wurde als schlesischer Granit, für den nur ein Transport von etwa 50 km erforderlich war. Die Lava ist zwar sehr fest, sie konnte aber wegen der porigen Oberfläche dort keine Verwendung finden, wo Zerstörung durch Kavitation infolge zu großer Wassergeschwindigkeit zu befürchten war. In und unter dem Abfallschacht wurde daher einer Granitverkleidung der Vorzug gegeben. Der Preis für die Granitsteine wurde erheblich heruntergesetzt, nachdem die Vorschriften für die Bearbeitung etwas gemildert worden waren. Großen Einfluß auf die neue Preisstellung hatte sicher auch der Wettbewerb der Basaltlavaindustrie.

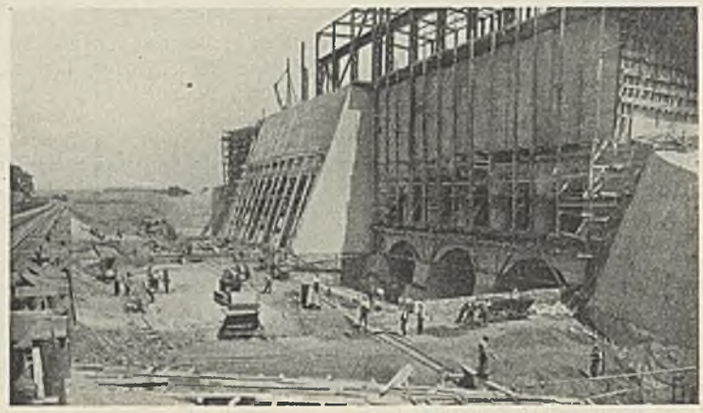


Abb. 10. Blick gegen die beckenseitigen Blöcke mit den behelfmäßigen Hochwasseröffnungen unter den Betriebseinläufen.

Die im unteren Teil verhältnismäßig flache Dammböschung hätte an der Luftseite lange und infolgedessen auch teure Stollen erfordert, wenn

sie nicht wesentlich verkürzt worden wären durch Hochziehen der Gewölbe unter etwa 45°. Die Stollenzwischenwände, die die Dammlast auf die Sohle übertragen, mußten am Auslauf entsprechend der Richtung der Druckresultierenden flußabwärts weiter vorgezogen werden als die Gewölbe und konnten daher vorteilhaft als Pfeiler für eine über das Unterwasser zu führende Wegebrücke benutzt werden.

Nach dem Becken zu stützt sich der Damm gegen das recht massive Einlaufbauwerk, das im unteren Teil die Verschlüsse enthält und oben in Hohe der Dammkrone eine Bedienungshalle in Stahlkonstruktion für die Antriebvorrichtungen trägt.

Während nach Inbetriebnahme des Beckens das abzugebende Wasser durch die etwa in Geländehöhe angeordneten Einlauföffnungen den Hauptverschlüssen zugeführt wird und dort senkrecht in die Ringschieberventile und durch diese nach mehrmaliger Umlenkung in die Stollen stürzt, wurde es während der Bauzeit zwecks Verringerung des Staues durch die Hochwasseröffnungen abgeführt, die unter den Einläufen lagen und in Verlängerung der Stollen deren beckenseitige Abschlußwand durchbrachen (Abb. 6 u. 10). Nach Schließung des Dammes und Einbau der Notverschlüsse wurden diese Öffnungen im Schutze je eines Fangedammes für den linken und den rechten Bauteil nacheinander geschlossen, während das Neißewasser durch die tiefliegenden Turbineneinläufe abfließen konnte. Diese ermöglichen später auch die völlige Entleerung des Beckens, so daß die Betriebseinläufe des Grundablasses etwa 3 m höher als beim Kraftwerk angeordnet werden konnten, wodurch eine noch tiefere Gründung der schon bis rd. 16 m unter Gelände reichenden Einlaufblöcke vermieden wurde.

Der Hauptverschluß, das eigens für den vorliegenden Fall konstruierte Ringschieberventil Bauart Chop, ist in Bautechn. 1929, Heft 38, S. 606, beschrieben (Abb. 11 u. 12). Es ist in einem Modell (Maßstab 1 : 8) an einer vorhandenen Talsperre bei einem Gefälle von etwa 12 m — in Ottmachau beträgt das größte Gefälle 14,5 m — eingehend erprobt worden, besonders auf Energieverzehrung und Kavitationsfreiheit (Abb. 13). Es hat sich dabei sehr gut bewährt und den gleichfalls untersuchten offenen Zylinderschützen weit überlegen gezeigt. Eine ausführliche Darstellung über die sehr lehrreichen Modellversuche wird hoffentlich von zuständiger Seite an Hand des nötigen Zahlenmaterials und der zugehörigen Zeichnungen noch veröffentlicht werden. Dieser Aufsatz muß sich auf einige allgemeine Ausführungen beschränken.

Als das Wesentlichste dieser neuen Bauart ist zu erwähnen, daß die Energieverzehrung in der Hauptsache durch mehrmaliges Umlenken und Aufprallen der Wasserfäden erreicht wird. Daneben spielt das Größenverhältnis der nacheinander zu durchfließenden Querschnitte eine gewisse Rolle, auch hinsichtlich der Unterdrücke, auf die das Ventil wegen der Kavitationsgefahr eingehend an sehr vielen Stellen untersucht wurde (Abb. 13b). Die ermittelten Unterdrücke waren unbedenklich, sie blieben im allgemeinen unter 1,2 m; nur an einer von den 17 im Ventil und dem Ablaufstollen verteilten Meßstellen wurden 1,2 m erreicht. Zahlenmäßig konnte nachgewiesen werden, daß mehr als die Hälfte der Strömungsenergie im Ventil vernichtet oder, genauer gesagt, umgewandelt wird. Daß trotzdem auch die Leistungsfähigkeit recht gut ist, verdient besonders hervorgehoben zu werden.

Der Ringschieber sitzt in geschlossenem Zustande auf der sog. Prallplatte auf und wird mittels einer Hubstange geöffnet und geschlossen. Die erforderliche Hubkraft ist gering, da der gegen das ausströmende Wasser zu bewegende Ring verhältnismäßig klein ist und ein einseitiger Anpressungsdruck, wie er bei Flachschützen auftritt, hier nicht vorhanden ist.

Bei den zunächst für die Ausführung in Betracht gezogenen offenen Zylinderschützen sollte auf jedem Stollen ein Schützpaar angebracht und die Energievernichtung durch Gegeneinanderführen der Abflußmengen beider Schütze erreicht werden (Abb. 13a). Beim Versuch ergaben sich jedoch bei dieser Anordnung rechts- oder linksdrehende Wasserwalzen in dem Stollen, je nachdem der rechte oder linke Verschluß — wenn auch nur um einen ganz geringen Betrag — weiter geöffnet war als der andere. Es kann sein, daß diese Walzen auch bei gleicher Öffnung beider Schütze durch Wirbel oder Fremdkörper im zufließenden Wasser zufällig eingeleitet wurden. Ihnen konnte nur durch Einbauten in der Längsrichtung des Abflußstollens begegnet werden.

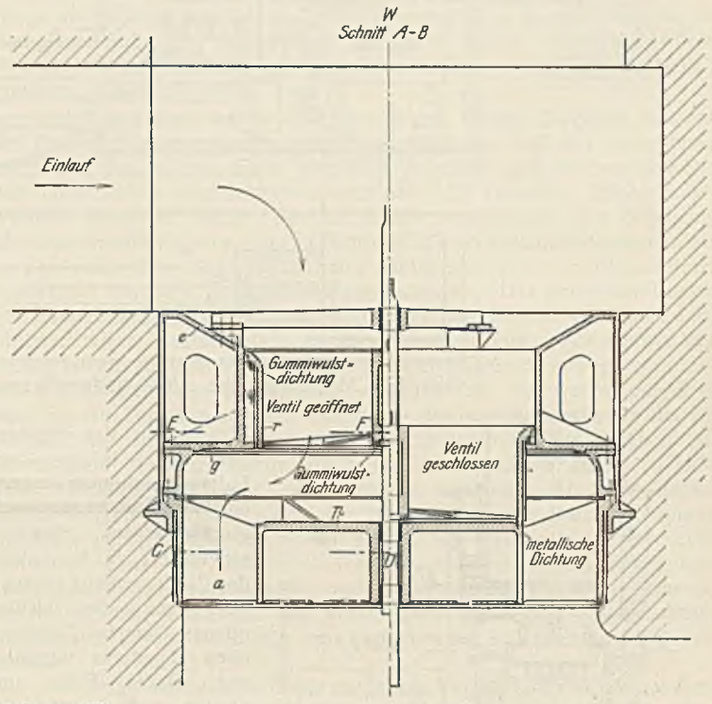


Abb. 11. Ringschieberventil.

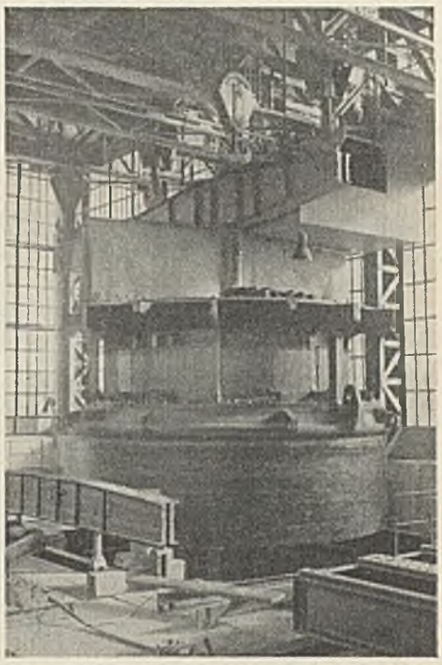
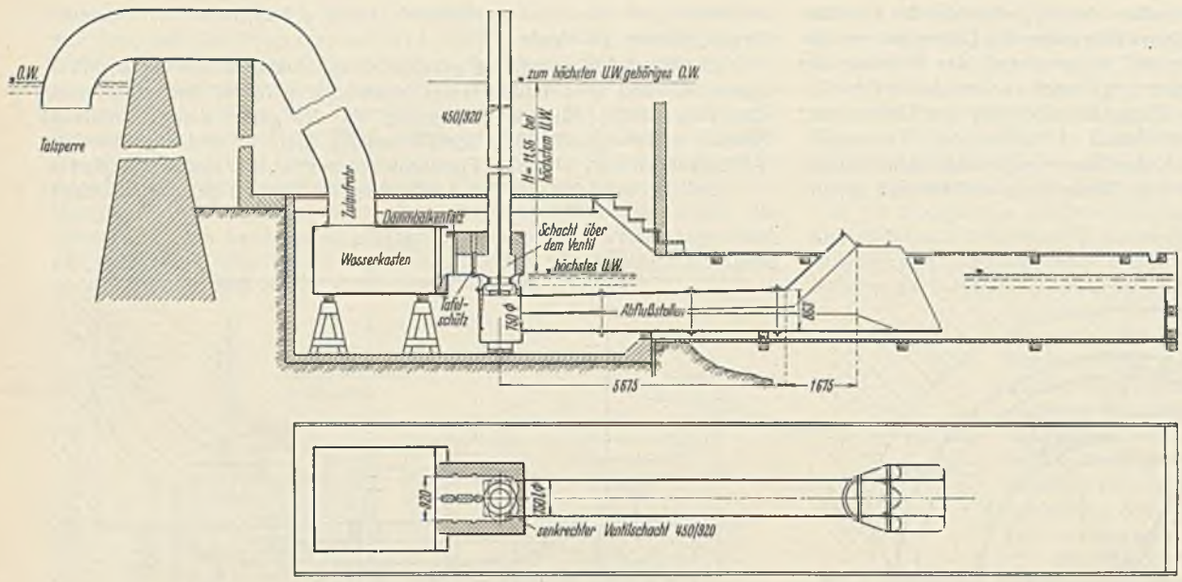
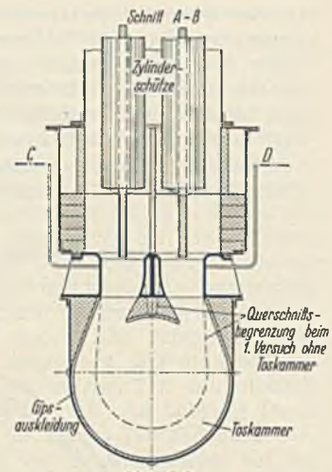


Abb. 12. Einbau eines Ringschieberventils.

Eine andere wichtige Erscheinung wurde bei den Zylinderschützen beobachtet. Wenn sie so weit geöffnet waren, daß die für den Zulauf des Wassers maßgebende Zylindermantelfläche $\pi D h$ wesentlich größer war als der für den Abfluß maßgebende Kreisquerschnitt $\frac{\pi D^2}{4}$, stellte sich in den Zylindern ein Wasserspiegel ein, der nur um einen geringen Betrag tiefer lag als der Beckenspiegel. Durch die Wassersäulen in den beiden Zylindern war die Außenluft vom Stolleneinlauf abgesperrt, so daß das abfließende Wasser nicht mit Luft untermischt wurde. Der Abfluß in den Stollen vollzog sich deshalb verhältnismäßig ruhig. Beim langsamen Schließen der Zylinderschütze sank der Wasserstand in ihrem Innern immer weiter ab, bis schließlich bei geringem Zulaufquerschnitt Luft von oben aus den Zylindern mit durchgerissen wurde, die eine starke Beunruhigung des





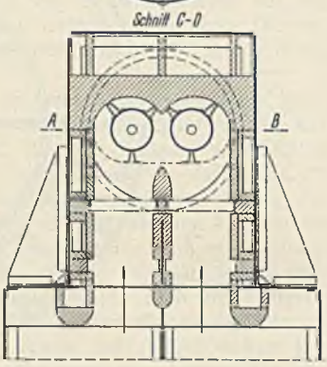


Abb. 13. Modellversuche mit Zylinderschützen und Ringschieberventilen.

Abb. 13a. Zylinderschütze eingebaut; Quer- und Horizontalschnitt.

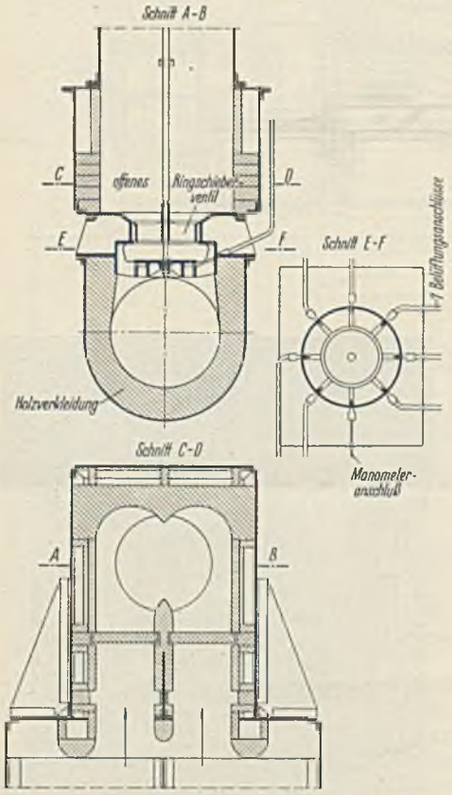


Abb. 13b. Ringschieberventil eingebaut; Quer- und Horizontalschnitt.

Wassers in den Stollen hervorrief. Infolge der Luftansammlungen trat das Wasser stoßweise und glucksend aus, Spritzer gingen bis zu 8 m über den Stollenauslauf hinaus. Als dann die bisher offenen langen Zylinder oben abgedeckt wurden, trat wieder Ruhe im Stollen und ein ziemlich gleichmäßiges Abfließen des Wassers ein, bis nach kurzer Zeit infolge des entstandenen Unterdruckes etwa 5 m und durch weitere Luftzuführung in dem Boden der Zylinderschütze auf etwa 3,5 m herabgedrückt werden. Auf das größere Gefälle von Ottmachau umgerechnet, ergaben sich unter Berücksichtigung geringer Unterschiede in der Höhe des Unterwassers zwischen Versuch und Wirklichkeit Unterdrücke von 8,5 bzw. 6,5 m.

Infolge der Luftzuführung zwecks Verminderung des Unterdruckes trat jedoch wieder eine gewisse Beunruhigung des Wasserabflusses in den Stollen ein; sie hätte vielleicht beseitigt werden können, wenn statt der Luft Wasser (etwa durch Ansaugen aus dem Unterwasser) zugeführt worden wäre. Derartige Versuche wurden indessen nicht mehr ausgeführt, da inzwischen die Entscheidung aus dem starken Pappdeckel ein dem Zylinderquerschnitt entsprechendes Stück herausgeschert, in den Zylinder mitgerissen und gleich darauf nach oben hinausgeworfen wurde. Das Zurückstoßen läßt sich vielleicht folgendermaßen erklären:

Durch den plötzlichen Luftzutritt wurde der bei dem gleichbleibenden Unterdruck bis dahin ruhige Abfluß des Wassers im Stolleneinlauf unter den Zylindern gestört und dort die Geschwindigkeit und Leistung verringert. Infolgedessen mußte sich das zunächst noch mit unverminderter Geschwindigkeit durch den Zulauf aus der Talsperre nachströmende Wasser plötzlich stauen und nach oben in den Zylinder entweichen, wodurch ein Stoß auf die darin befindliche Luft ausgeübt wurde.

Bei Fortsetzung der Versuche mit Zylinderschützen, die unten durch einen gegen Abscheren widerstandsfähigeren eisernen Boden abgeschlossen waren, ergab sich für den ungünstigsten Betriebsfall für Ottmachau ein Unterdruck, der dem absoluten Vakuum sehr nahe kam, so daß Kavitationen zu befürchten waren. Hierauf deutete nicht nur ein starkes Knattern in dem Gehäuse unter den Schützöffnungen, sondern auch der Umstand hin, daß bei einem Versuch die voll erhärtete Gipsauskleidung stark angefressen und zum Teil herausgerissen worden war. Der Unterdruck konnte durch Zuführung geringer Luftmengen mittels mehrerer Rohre am Umfang des Abfallschachtes unterhalb der Schützen (vgl. die Rohre in Abb. 13a) auf

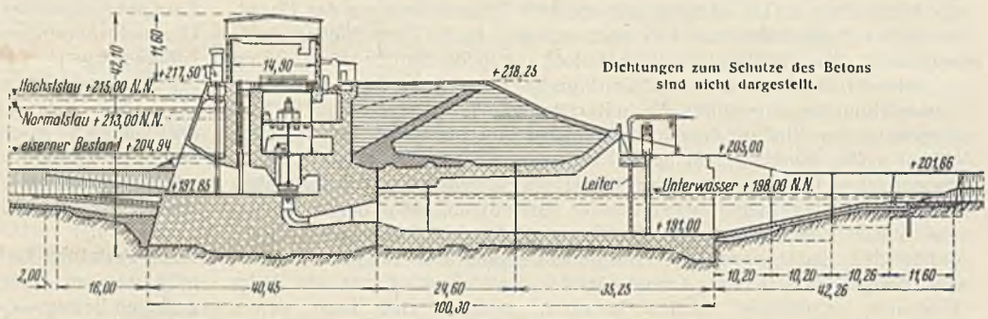


Abb. 14. Längsschnitt des Kraftwerks. Rollschütz hochgezogen.

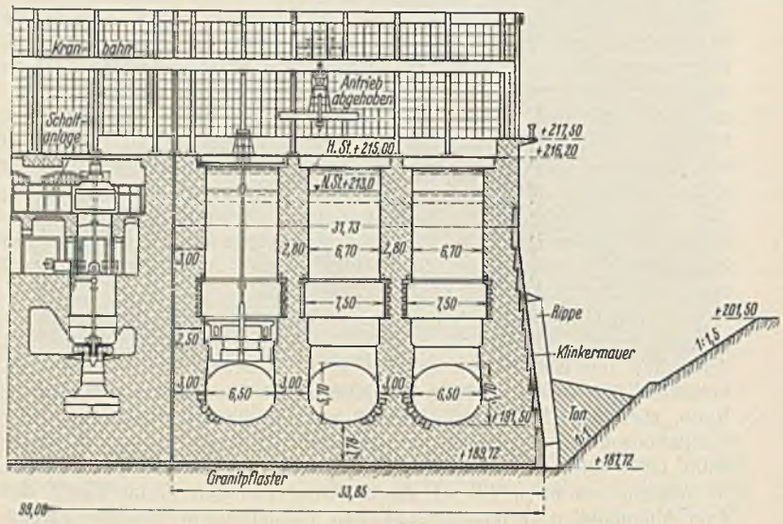


Abb. 15. Querschnitt durch die Einlaufblöcke vor Hinterfüllung. Ringschieber in einer Öffnung dargestellt.

zugunsten der Ringschieberventile gefallen war, bei denen — wie bereits erwähnt — der größte Unterdruck ohne Belüftung an der ungünstigsten Stelle nur 1,2 m (auf Ottmachau umgerechnet 2,9 m) betrug. Dabei war der Wasserabfluß vollkommen ruhig. Ferner war im Verhältnis zu der großen Energieverzehrung des Ringschiebers die der Zylinderschütze gering, was in erster Linie wohl darauf zurückzuführen ist, daß die aus beiden Öffnungen eines Schützpaares strömenden Wassermengen nicht geradlinig aufeinanderstießen, sondern sich infolge unzeitigen Abfließens in der Längsrichtung der Stollen unter einem spitzeren Winkel trafen. Selbst nachdem in dem Stollengehäuse unter den Schützen eine Art Toskammer ausgebildet worden war (Abb. 13a), derart, daß die Wasserstrahlen in einer rund um den Stollen herum-

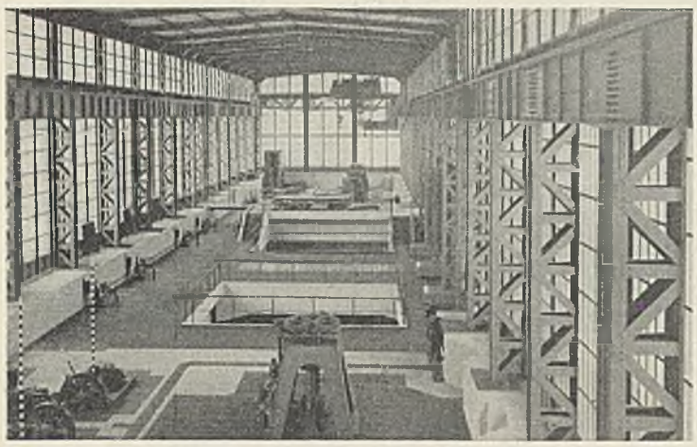


Abb. 16. Inneres der Bedienungshalle.
Rechts Spindelantriebe der Ventile, links Windwerke der Rollschützen mit Stellungsanzeiger (Stangen). Im mittleren Teile zwei Öffnungen über den Generatoren, dahinter erhöhte Plattform mit Schwerlastwagen.

laufenden rinnenartigen Ausbauchung der Wandung von rechteckigem Querschnitt besser zusammengehalten und gegeneinandergeführt wurden, war die Energieverzehrung noch nicht befriedigend. Anderseits war naturgemäß das Abführungsvermögen größer als beim Ringschieberventil.

Schon früher waren mit beiden Verschlußarten Versuche in kleinerem Maßstabe durchgeführt worden mit dem Unterschiede, daß damals auch für das Gefälle ein Modellmaßstab gewählt wurde und infolgedessen die obenerwähnten wesentlichen Abweichungen in der Wirkung der beiden Verschlußarten nicht in die Erscheinung traten. Die späteren Untersuchungen zeigten, daß möglichst mit dem natürlichen Gefälle zu arbeiten ist, wenn Kavitationen zu befürchten sind, denn die hierfür ausschlaggebenden Unterdrücke lassen sich einwandfrei wohl nur bei entsprechend großen Wassergeschwindigkeiten feststellen.

Nach der „Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren", Abschnitt C, Ziffer 18, müssen zwei Verschlüsse vorhanden sein. Als zweiter Verschluß wurde in Ottmachau ein Rollschütz gewählt. Jeder Zulaufstollen wurde durch eine Längswand unterteilt, um zwei kleinere Schütze statt eines großen verwenden zu können. Für die sechs Stollen waren also zwölf Schütze von 3,9 × 3,5 m Fläche erforderlich. Außerdem wurden einige Reserveschütze beschafft, die auch als Notverschluß bei Ausbesserungen dienen sollen. Sie können mit den beiden die ganze Maschinenhalle bestreichenden 75-t-Kranen schnell eingesetzt werden, denn die Notschützfalze liegen ebenso wie die übrigen Bedienungsschächte innerhalb der Halle.

Beide Krane können durch einen schweren Querbalken gekuppelt werden und sind dann imstande, auch die größten Teile der Turbinen und Ventile (Laufrad, Ringschieber, Sitzring) in einem Stück einzusetzen bzw. herauszunehmen. Das letztere war besonders wichtig für die Betriebsicherheit. Vor den Grundablaßeinläufen waren Rechen in einer mit Rücksicht auf teilweise Verstopfung erforderlichen Größe schwer anzubringen. Man mußte sich darauf beschränken, unmittelbar über jedem Ventil ein leicht hochziehbares Armkreuz mit wenigen Sprossen anzubringen, das nur das große Treibzeug auffängt. Kleineres Schwemmsel wird durch den Ringschieber mit seinen großen Abmessungen im allgemeinen hindurchgehen. Gefährlich werden können längere glatte Hölzer, falls sie in der Längsrichtung durch die Öffnungen des Armkreuzrostes in das Innere des Ventils gelangen, sich zwischen der Prallplatte und dem Ringschieber festklemmen und dadurch das Schließen unmöglich machen sollten. Mit Hilfe der Krane kann dann nach Schließen des Rollschützes der Ringschieberantrieb samt seinem Unterbau beiseite gesetzt, das ganze Ventil von dem Sitzring, mit dem es nicht verschraubt ist, in kurzer Zeit abgehoben und hochgezogen werden. Dadurch ist ein leichtes Entfernen des Hindernisses und ein schneller Wiedereinbau des Verschlusses gesichert. Ein solcher Fall wird praktisch wohl kaum eintreten, denn auch bei Hochwasser ist die Wahrscheinlichkeit, daß großes Treibzeug in die Ventile geraten sollte, gering. Im allgemeinen wird es von den Wellen an den Beckenrand und auf die Dammböschungen gespült werden, wo es entfernt oder verbrannt werden kann. Das hat sich schon beim Füllen des Stausees gezeigt. Trotz möglichst restloser Entfernung des Holzes aus dem Beckengebiet war es nicht zu vermeiden, daß sich allerhand Treibzeug auf dem Wasserspiegel sammelte. Solange dieser noch nicht über die Oberkante der Stolleneinläufe gestiegen war, bestand allerdings die Gefahr, daß Treibzeug mit in den Einlauf geraten und das für den Durchfluß des Neißewassers geöffnete Ventil verstopfen würde. Anfangs wurde daher in den betreffenden Dammbalkenfalz ein behelfmäßiger Rechen eingesetzt.

Das Kraftwerk wurde dem Grundablaß, dessen Aufgaben während der Dammschließung es, wie bereits erwähnt, zum Teil mit übernehmen konnte, in der äußeren Form möglichst angepaßt und entsprechend den dort entwickelten Grundsätzen ausgebildet (Abb. 14 u. 15). Infolgedessen wurden auch die beiden Kaplanturbinen abweichend von den sonst üblichen Ausführungen auf der Beckenseite in dem Einlaufblock angeordnet so daß auch hier keine Druckrohre vorhanden sind, in denen durch Schnellfluß der Schütze Stöße auftreten könnten. Das unter dem Dammkörper hindurchfließende Wasser wird durch die Turbine entspannt. Sie bildet mit ihren Leitschaufeln das eine Verschlußorgan. Als zweiter Verschluß ist ein Rollschütz vorhanden, das durch Drucköl bewegt wird und mit einer Schnellschlußvorrichtung versehen ist. Es wurde möglichst nahe an die Turbinen herangerückt, damit die Maschinenhalle, in der die Antriebe untergebracht werden sollten, nicht zu breit wurde. Auch hier ist aus dem gleichen Grunde wie beim Grundablaß der Zulauf zu jeder Turbinenspirale durch eine Zwischenwand unterteilt. Als Notverschluß dienen Dammbalken, die auf einem Podest unter der Rechenreinigungsmaschine gelagert und von dieser mittels eines Hebezeuges eingesetzt werden können. Um die Dammbalken, wenn sie einmal benötigt worden sind, nicht gegen den vollen Wasserdruck beseitigen zu müssen, kann der Raum zwischen ihnen und den Rollschützen durch eine Füllvorrichtung im obersten Dammbalken mit dem Beckenwasser in Verbindung gebracht werden.

Auf Grund der neueren Erfahrungen und Versuche, die ergeben haben, daß kleinere Fische im allgemeinen unbeschädigt durch die Kaplanturbine hindurchgehen, wurde der Stababstand der Rechen zu 40 mm gewählt. Das Reinigen der Rechen geschieht durch die außerhalb der Maschinenhalle laufende Rechenreinigungsmaschine Bauart Voith.

Das Saugrohr darf eine bestimmte Länge nicht überschreiten, um eine Abnahme des Wirkungsgrades zu vermeiden. In dem luftseitig anschließenden Stollenteil mußte daher die Decke so hoch gelegt werden, daß sie unter normalen Verhältnissen nicht vom Unterwasser berührt wird.

Abb. 17. Bedienungshalle vom Damm aus gesehen.
Neben dem Vorbau die Umformer. Rechts Blick auf den Stausee.

Würde die Luft hier keinen Zutritt haben, so würde der Stollen in seiner ganzen Länge als Saugschlauch wirken. In diesem Teil sind die Stollen sehr breit, sie mußten daher bei der großen Dammauflast noch eine Zwischenwand erhalten (Abb. 9); diese durfte jedoch nicht bis unmittelbar an das Ende des Saugrohrs herangeführt werden, weil dadurch eine Verschlechterung des Wirkungsgrades der Turbinen eingetreten wäre. Auf etwa 9 m Länge ist also die Spannweite von Decke und Sohle gleich der vollen Saugrohrbreite, beide sind hier demgemäß stärker ausgebildet (Abb. 14).

Aus dem Längsschnitt sind die ursprünglich für Spitzenbetrieb vorgesehenen großen Einlaufspiralen ersichtlich. Für die zur Ausführung gekommenen Turbinen für Laufstrom mußten in die Betonsaugrohre nach-

träglich eiserne Rohre von geringerem Querschnitt (Einschränkung in der Breite) eingebaut werden. Sollten sich im Laufe der Jahre die Verhältnisse derart ändern, daß auf Spitzenstrom mehr Wert gelegt wird, so ist der Einbau derartiger Maschinen verhältnismäßig leicht möglich.

Die Drehstromgeneratoren stehen senkrecht über den Turbinen und sind mit ihnen durch lange Wellen unmittelbar gekuppelt. Um die Länge der Wellen einzuschränken, wurden die Stromerzeuger nicht auf dem Flur der Maschinenhalle über Höchststau, sondern rd. 6 m tiefer auf dem Zwischenboden angeordnet. Daneben blieb hier gerade noch Platz zum Unterbringen der Schaltanlagen.

Die Bedienungshalle ist aus Eisenfachwerk hergestellt und rundherum verglast, so daß überall eine ausgezeichnete Beleuchtung vorhanden ist (Abb. 16). Die Halle erstreckt sich über die beiden Grundablaßteile und den dazwischenliegenden Kraftwerkteil; sie ist 94,5 m lang, 16,7 m breit und 11,6 m hoch (Außenmaße). Zwei Krane von je 75 t Tragfähigkeit bestreichen die ganze Halle. Die schwersten Maschinenteile können mit einem besonderen Schwerlastwagen von der Landstraße her über die Dammkrone unmittelbar in die Maschinenhalle unter die Krane gefahren werden, die sie dann weiter an Ort und Stelle bringen.

Die beiden Umformer stehen im Freien auf der Luftseite vor der Maschinenhalle (Abb. 17 u. 5). Ihr Unterbau ist mit dem Einlaufblock verbunden und ruht unten auf dessen schräger Rückwand. Neben den Umformern hat die Maschinenhalle einen kleinen Vorbau, ebenfalls in Eisenglaskonstruktion, erhalten, in dem Werkstatt-, Lager-, Abort- und Aufenthaltsräume (auch für Unterhaltungsarbeiter und Hochwasserwache) untergebracht sind.

Die Halle ist von der Dammkrone her zugänglich über eine Erdschüttung, die sich kegelartig auf die beckenseitige Böschung des normalen Dammprofils aufsetzt und oben eine etwa 35 m breite Plattform bildet. Die Tondichtung des Dammes ist hier nicht in der Form eines umgekehrten Böschungskegels (Hohlkehle) an die Rückwand des Einlaufbauwerks herangezogen, sondern verläuft unter der Schüttung in derselben (1 : 6 geneigten) Ebene wie im normalen Dammquerschnitt über die Stollen hinweg.

Diese schräg im Dammkörper liegende Dichtungswand wird in der Querrichtung von den zu einem geschlossenen Bauwerk vereinigten Grundablaß- und Kraftwerkstollen durchdrungen. Um die Berührungsfläche zwischen Ton und Bauwerk zu vergrößern, wurde die Tondichtung an der Durchdringungsstelle bis zur Dammachse zurückgebogen und manschettenartig um das Bauwerk gelegt. Auf der Berührungsfläche wurden einige Rippen angeordnet, um etwa eindringendem Wasser den Weg zu erschweren. Seitlich wurde die Dichtung bis auf den gewachsenen Ton hinuntergeführt. Diese Tonschicht noch über die Dammmitte hinaus bis an die luftseitige Dammböschung zu ziehen, erschien nicht ratsam, um nicht die Sicherheit gegen Verschieben im luftseitigen Dammteil herabzusetzen; denn der Reibungsbeiwert zwischen Ton und Bauwerk würde gering sein, besonders wenn die Berührungsfläche feucht werden sollte. Hiermit ist zu rechnen, denn der im feuchten Zustande eingebrachte Ton wird unter der Dammauflast allmählich einen Teil seiner Feuchtigkeit abgeben.

Im normalen Staudammquerschnitt verläuft die Tondichtung im allgemeinen bis zur Grenze zwischen Diluvium und Tertiär geneigt und wird dann, bei tieferer Lage des gewachsenen Tones, bis zu 1 m in diese hinein in einem senkrechten Schlitz hinuntergeführt. Diese Maßnahme war jedoch nur auf wenigen kurzen Strecken des Dammes erforderlich.

Aus Sicherheitsgründen wurde sie auch zu beiden Seiten des Grundablasses auf etwa je 25 m Länge ausgeführt, und zwar wurde der senkrechte Teil der Dichtung beiderseits von je einer tiefer gerammten Spundwand eingefaßt, von denen die eine unten durch die Fuge zwischen Flügelmauer und Einlaufblock und dann auf der Beckenseite um das Bauwerk herumgeführt wurde, so daß sie als geschlossene Wand (Schürze) von Dichtung zu Dichtung verläuft (Abb. 9). Die Oberkante dieser i. M. 8 m langen Spundwand liegt 1 m über Bauwerksohle. Wegen der zu erwartenden Bewegungen war mit ihrem dichten Anschluß an die Betonblöcke nicht zu rechnen. Um das Eindringen von Beckenwasser zwischen Bauwerk und Spundwand zu verhindern, wurde diese oben durch eine kräftige Tondichtung überdeckt, in die der Spundwandkopf hineingreift. Infolge der Belastung durch die darüberliegende Schutzschicht wird der Ton fest an die schräge Vorderfläche des Mauerwerks gepreßt, so daß auch bei Setzungen ein dichter Anschluß gewährleistet ist.

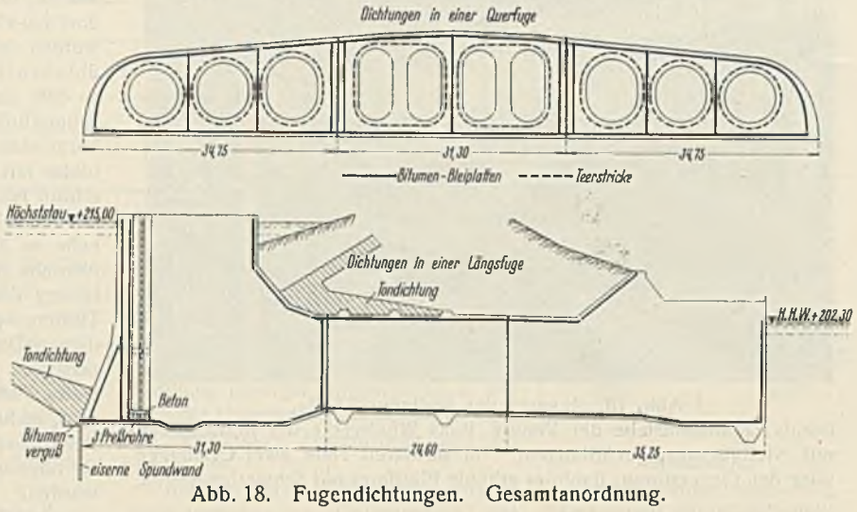


Abb. 18. Fugendichtungen. Gesamtanordnung.

Die durchgehende Spundwand hat noch eine weitere Aufgabe zu erfüllen. Unter dem Bauwerk treten verhältnismäßig große Bodenpressungen auf. Beinahe ebenso groß ist indes die Belastung des Untergrundes neben dem Bauwerk an den Längsseiten (quer zum Damm) durch die Dammauflast; ein Ausweichen des Bodens ist hier also nicht zu befürchten. Nach der Luftseite zu nehmen die Bodenpressungen unter dem Bauwerk wesentlich ab. Dagegen sind sie an der Beckenseite, besonders bei leerem Becken bedeutend, während der Untergrund im Vorbett am Fuß der Blöcke nur wenig belastet ist. Hier muß daher die Spundwand ein Ausweichen des Baugrundes nach dem Becken zu verhindern. Bei einer Tiefe von 7 m ist sie dazu auch ohne Verankerung in der Lage. Eine Verbindung mit dem Bauwerk durch Anker war wegen der Setzungen nicht zu empfehlen.

Neben dem guten Anschluß der Tondichtung an den Grundablaß war der Abdichtung der beiden das Bauwerk quer zur Dammachse durchschneidenden Längsfugen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Bei einer Bauwerkbreite von mehr als 90 m ließen sich diese Fugen leider

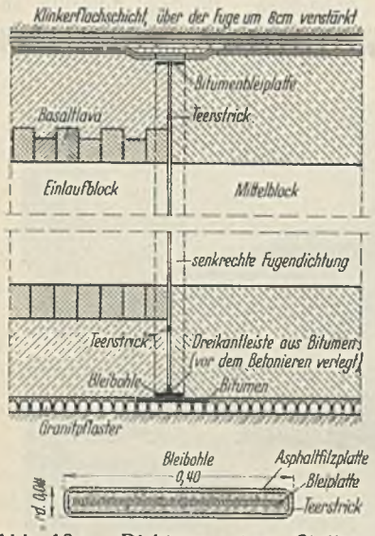


Abb. 19a. Dichtung einer Stollenquerfuge. Oben und unten Schutz des Betons. Darunter Bleibohle.

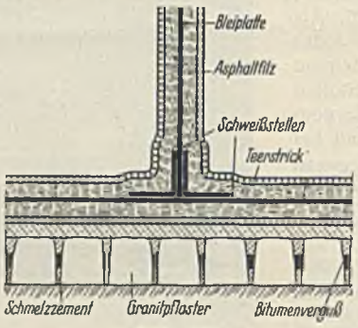


Abb. 19b. Verbindung einer senkrechten und einer waagerechten Bleibohle.

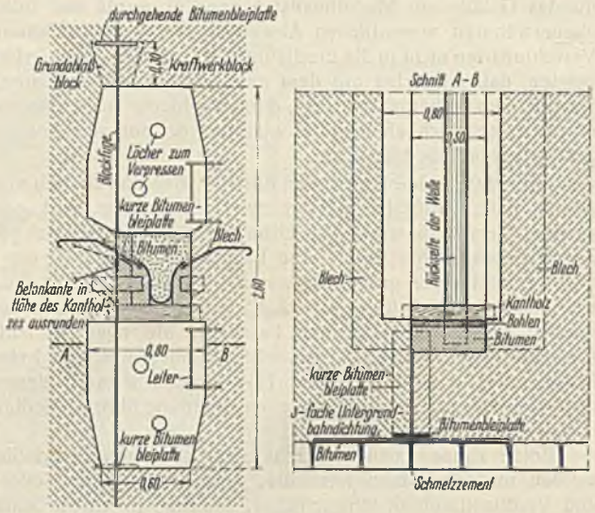


Abb. 19c. Hauptdichtung einer Bauwerklängsfuge.

nicht vermeiden. Mit gegenseitigen Verschiebungen der Blöcke war zu rechnen. Außerdem muß die Dichtung im unteren Teil einen nicht unbedeutenden Wasserdruck aufnehmen können. Sie besteht aus einem 4 mm dicken Eisenblechstreifen, der auf beiden Seiten mit je einem einbetonierten 10 mm dicken Blechstreifen verbunden und durch einen besteigbaren Beobachtungsschacht zugänglich ist (Abb. 18 u. 19c). An den Verbindungsstellen gestatten Langlöcher eine gegenseitige Längsverschiebung. Zur Abdichtung sind Gummileisten zwischengeschaltet. Der in der Mitte

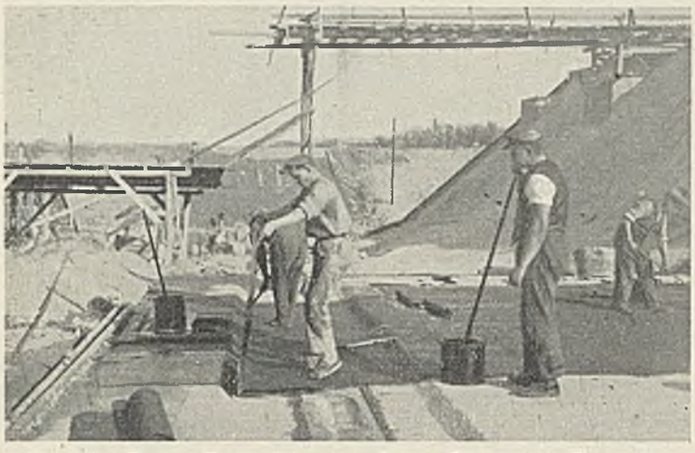


Abb. 20. Fertige Fugendichtung auf dem Rücken des Bauwerks. Kleben der Untergrundbahndichtung. Mulde zwecks Verstärkung der Klinkerschutzschicht über der Fuge.

befindliche Blechstreifen ist tonnenblechartig ausgebildet, um ihn auch gegen ein Verkanten der Blöcke bis zu einem gewissen Grade unempfindlich zu machen. Vor diesem Eisenblech sind als weitere Dichtung in besonderen Falzen 40 cm breite Bleibohlen angeordnet, bestehend aus einem 8 mm dicken Bleistreifen und zwei je 6 mm dicken Asphaltfilzplatten, die mit 10 mm dicken Teerstricken umwickelt sind. Solche Bohlen sind auch zur Abdichtung der Fugen an der Sohle und auf dem Rücken des Bauwerks verwendet worden (Abb. 18 u. 20).

Schwierig ist bekanntlich die Verbindung zweier senkrecht zueinander verlaufender Dichtungen. Eine Ideallösung ist hierfür meines Wissens noch nicht gefunden worden. In Ottmachau wurden die Bleistreifen der Dichtungsbohlen an der Stoßstelle freigelegt und durch Bleiwinkel verbunden, die nur an den Enden mit den Bleistreifen verschweißt wurden, um Bewegungen bis zu einem gewissen Maße zu ermöglichen. Die Stoßstellen wurden dann wieder mit Teerstricken umwickelt (Abb. 19b). Bei der Hauptdichtung aus Eisenblech wurde die Aufgabe der Überführung einer senkrechten in eine waagerechte Dichtung so zu lösen versucht, daß das Blech unten in ein kräftiges Bitumenbett geführt und dort an eine kurze senkrechte Bleibohle angeschlossen wurde, die ihrerseits wieder die Verbindung mit der waagerechten Sohlendichtung in der oben beschriebenen Weise erhielt. Ein Urteil über die Bewährung kann naturgemäß erst nach längerer Erprobung abgegeben werden.

Es kann in Frage kommen, den Beobachtungsschacht zu beiden Seiten des Dichtungsbleches später, wenn das Bauwerk zur Ruhe gekommen ist, ganz oder teilweise mit sandigem Ton oder Beton auszufüllen.

Das Bauwerk ist aus Beton hergestellt. Da sowohl das Grundwasser als auch das Neißewasser aggressive Bestandteile enthält, waren besondere Vorkehrungen gegen chemische Zerstörung zu treffen. In erster Linie mußte auf die Herstellung eines dichten Betons Bedacht genommen werden. Für die Wasserundurchlässigkeit ist bekanntlich neben der Verwendung eines geeigneten Mischungsverhältnisses die Konsistenz ausschlaggebend, und zwar ist der Weichbeton dem Gußbeton, vor allen Dingen aber dem Stampfbeton überlegen. Um Weichbeton verwenden zu können, wurde sogar auf die bequeme Transportmöglichkeit mittels Gießtürme verzichtet. Zum Einbringen wurden Förderbänder und ein Aufzugturm mit hochschiebbarem und schwenkbarem Auslegerband benutzt. Am Ende des Förderbandes fiel der Beton durch senkrechte Rohre zum Teil in beträchtliche Tiefen, ohne daß eine Entmischung eintrat (Abb. 8).

Als weiterer Schutz gegen chemische Zerstörung des Betons wurde reichlich Traß zugesetzt, um den überschüssigen Kalk des Portlandzements vollständig zu binden, die Dichtigkeit zu erhöhen und die Abbindetemperatur niedrig zu halten. Schließlich wurden die sichtbaren oder vom Wasser bespülten Außenflächen noch mit einem Torkretputz versehen. Damit konnte für die Bauteile, die nach Überschüttung des Bauwerks und Inbetriebnahme des Beckens zugänglich bleiben (wenn zum Teil auch nur nach Absenkung des Beckenwasserstandes oder Auspumpen der Stollen) eine ausreichende Sicherheit als gegeben erachtet werden, um so mehr, als auch das Neißewasser dann, wenn es am stärksten verunreinigt ist, nämlich bei geringer Abflußmenge, durch die Vermischung mit dem verhältnismäßig reinen Beckenwasser seine Betonschädlichkeit zum größten Teile verliert.

Die Flächen des Bauwerks aber, die nach Hinterfüllung bzw. Überschüttung nicht mehr zugänglich sind, mußten noch einen weitergehenden Schutz erhalten, weil dort eine etwaige Beschädigung des Betons wahrscheinlich nicht rechtzeitig entdeckt werden würde und selbst, wenn dies möglich wäre, eine Ausbesserung unverhältnismäßig hohe Kosten und Betriebstörungen verursachen würde. Diese Flächen wurden mit einer sogenannten Untergrundbahndichtung (drei Lagen imprägnierter Pappe mit einer entsprechenden Zahl von Dichtungsanstrichen) versehen (Abb. 7, 19a u. 20).

Die Dichtung ist ihrerseits wieder durch eine Klinkerschutzschicht gegen mechanische Zerstörung gesichert. Diese Schicht dient außerdem dazu, die Dichtung fest einzuspannen, da erfahrungsgemäß die Pappe als Träger der Dichtung ohne Einpressung Wasser aufnimmt und sich mit der Zeit zersetzt. Die geneigten Bauwerkaußenflächen sind sägezahnförmig, die senkrechten Flächen schwalbenschwanzförmig ausgebildet (Abb. 7, 8, 9 u. 15), um ein Abgleiten der Dichtung bzw. der Schutzschicht zu verhindern. An der Sohle mußte auf eine große Sicherheit gegen Verschieben des Bauwerks Wert gelegt werden. Deshalb wurde hier von der Verwendung der Untergrundbahndichtung Abstand genommen, um nicht eine künstliche Gleitbahn zu schaffen, vielmehr wurde der Beton durch ein Pflaster aus sogenannten Pritschensteinen (Pflastersteine mit großer Grundfläche im Verhältnis zur Höhe) geschützt, dessen Fugen durch Asphaltverguß gedichtet wurden (Abb. 19 u. 21). Da zu befürchten war, daß der heiße Asphalt an der nassen Sohle Blasen bilden würde, wurde das untere Drittel der Fugen mit säurefestem Zement vergossen. Für die Betonarbeiten hatte das Pflaster außerdem den großen Vorzug, daß es eine ausgezeichnete und unempfindliche Plattform bildete, auf der die Eiseneinlagen nach Aufbringen des erforderlichen Überdeckungsbetons gut verlegt werden konnten; denn bei der offenen Wasserhaltung (vier Pumpensümpfe, Abfange- und Sickerleitungen am Fuße und in halber Höhe der Böschungen) war es nicht möglich, die Sohle überall trocken zu bekommen.

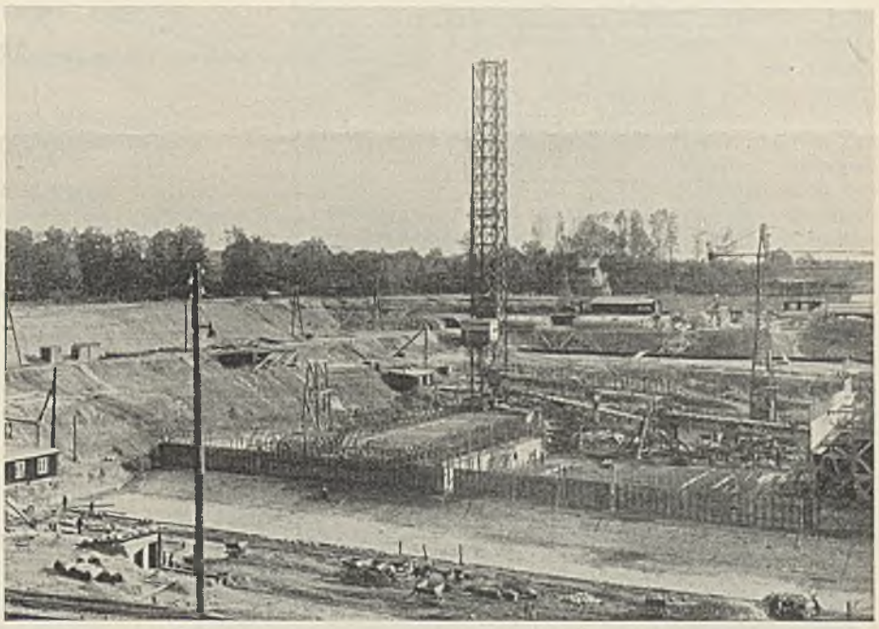


Abb. 21. Blick in die Baugrube von der Beckenseite. Beginn der Betonierungsarbeiten, vorn Sohlenpflaster, links über der Berme in Geländehöhe der Ringdeich, dahinter die Neiße. Links Pumpstube.

Bauwerkfugen sind als ein notwendiges Übel anzusehen. Ihre Zahl wurde daher soweit eingeschränkt, als es mit Rücksicht auf die zu erwartenden Setzungen des Bauwerks sowie auf das Schrumpfen und die Temperaturänderungen des Betons zulässig erschien. Außer den beiden bereits erwähnten Längsfugen wurden zunächst nur zwei Querfugen vorgesehen. Bei der Ausführung wurde dann noch eine dritte Fuge im Auslaufblock angeordnet, um die Straßenbrücke für sich zu gründen.

Schließlich sind die wasserseitigen und luftseitigen Schutzmauern, letztere in verschiedenen Abschnitten, als Bauwerke für sich ausgeführt. Der Mittelblock, der durch die große Auflast besonders stark belastet und obendrein noch weniger hoch ist als die beiden anderen Blöcke, erhielt die geringste Länge, damit die Berechnung unter Annahme einer ungleichmäßigen Tragfähigkeit des Baugrundes keine zu starke Bewehrung ergab (Abb. 6 u. 9).

Die Untergrundverhältnisse im Neißetal sind für die Gründung eines Bauwerks von derartigen Ausmaßen nicht günstig. Im Tertiär, in dem die Baugrubensohle liegt, stehen stark wechselnde Bodenarten an, wie Abbild. 22 u. 23 erkennen lassen. In der Hauptsache wurden Tone (Breccien und feinsandige Tone) angetroffen; diese gehen vielfach in tonige Sande über und werden stellenweise durch feine Sande unterbrochen, die im allgemeinen linsenförmige Einlagerungen innerhalb der Tone bilden. Entsprechend dieser Mannigfaltigkeit der Bodenarten war an den einzelnen Stellen der Baugrube mit einer mehr oder minder großen Tragfähigkeit des Baugrundes zu rechnen. Das zeigten auch die Untersuchungen, die mit Wolfsholzschen Bodenprüfern an 25 Punkten durchgeführt wurden. Bekanntlich werden bei diesem Gerät die Belastungen und die Einsenkungen selbsttätig auf eine Trommel mit Kurvenblatt aufgezeichnet. Hiernach wurden für verschiedene Laststufen im Grundriß Linien gleicher Einsenkung konstruiert, die naturgemäß nur ein ungefähres Bild von der ungleichen Tragfähigkeit der oberen Schichten geben können. Bei den großen Abmessungen des Bauwerks war jedoch mit einer erheblichen Tiefenwirkung der Belastung zu rechnen. Der ausgezeichnete Vorschlag von Prof. Kögler[2]) für eine bequeme Bestimmung der Tragfähigkeit tieferer Bodenschichten aus der Seitenverdrängung, die im Bohrloch durch Aufpumpen eines Gummischlauches erzeugt und aus dem Verbrauch an Druckluft bestimmt wird, lag damals noch nicht vor. Fraglich ist allerdings auch, ob man von einem solchen Vorschlag Gebrauch gemacht haben würde, denn es dürfte nicht unbedenklich gewesen sein, eine größere Anzahl von Bohrlöchern von der Sohle aus durch undurchlässige Schichten hinunterzutreiben und so später das Durchdringen von Beckenwasser durch den Untergrund zu erleichtern.

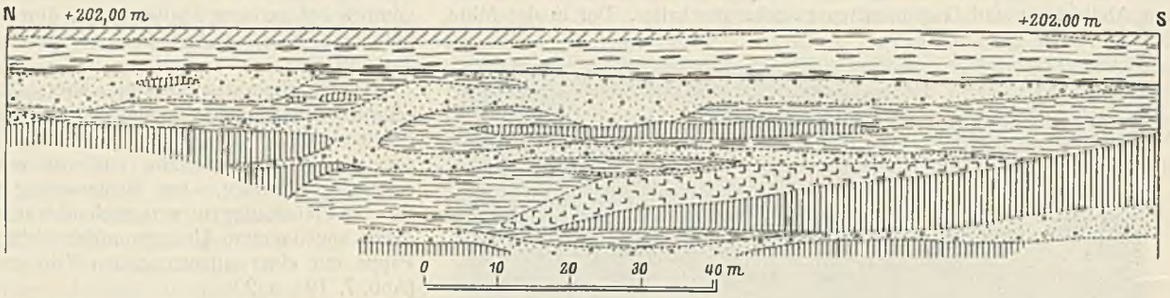


Abb. 22. Geologisches Profil im Neißetal quer zur Neiße.

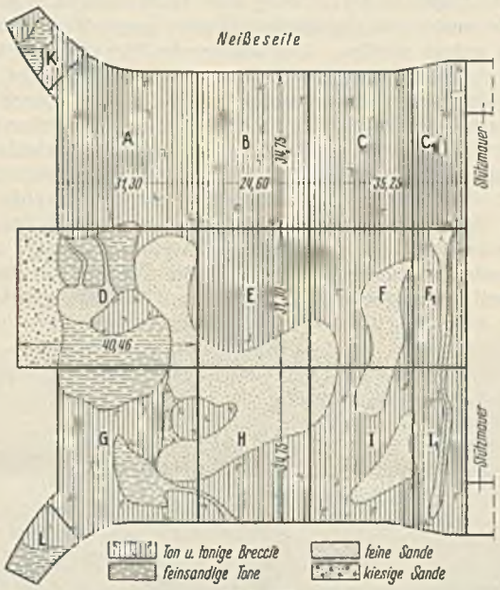


Abb. 23.
Geologischer Befund der Baugrubensohle.

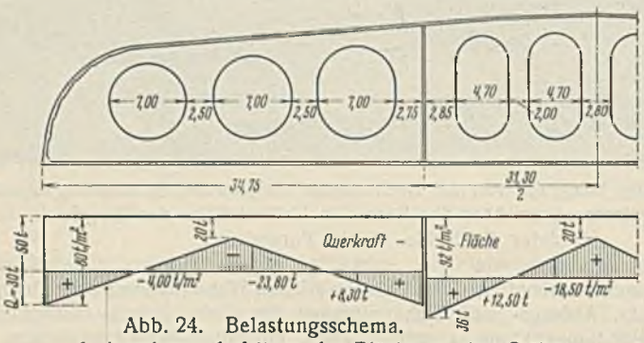


Abb. 24. Belastungsschema.
1. Annahme: Aufsitzen der Blöcke an den Seiten.

Mit Rücksicht auf die unvollkommene Erforschung des Baugrundes wurde bei der statischen Berechnung der Blöcke als kreuzweise bewehrte Platten die ungünstige Annahme gemacht, daß sie sich entweder an dem Ende oder in der Mitte aufsetzen können, während im ersten Falle in der Mitte, im zweiten Falle an den Enden der Bodenwiderstand sehr gering ist. Die Tragfähigkeit = 0 zu setzen, wurde nach den Untersuchungen nicht für erforderlich gehalten. Als niedrigster Wert wurden 2 kg/cm² angenommen. So ergab sich z. B. für den Mittelblock ein Belastungsschema nach Abb. 24.

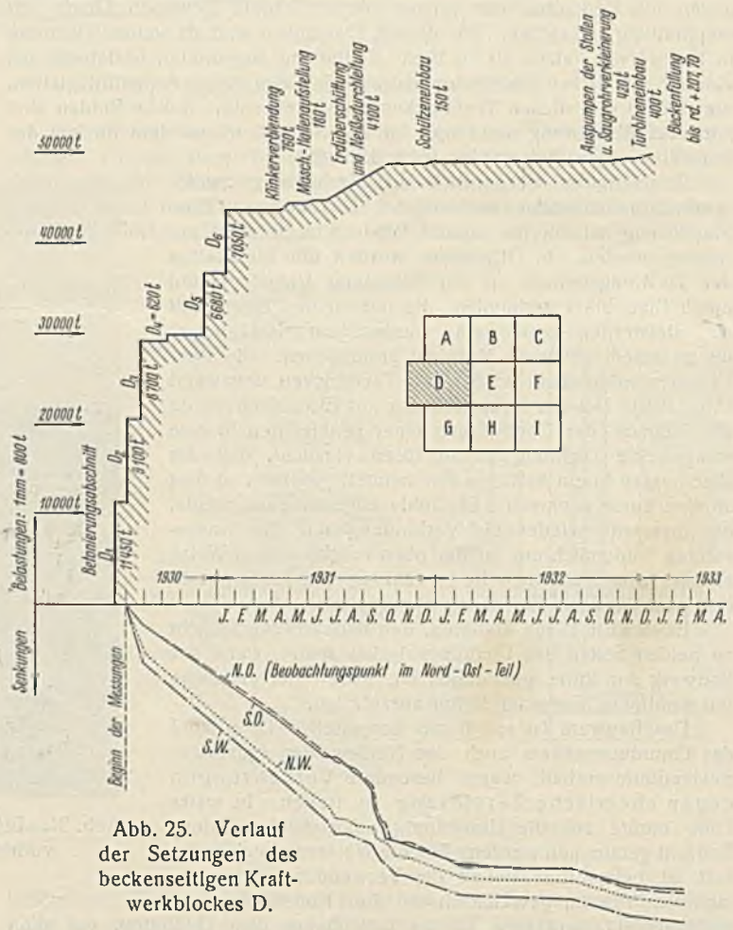


Abb. 25. Verlauf der Setzungen des beckenseitigen Kraftwerkblockes D.

Nach den vorstehenden Ausführungen war auch mit ungleichen Setzungen des Bauwerks zu rechnen. Welches Maß diese erreichen würden, ließ sich schwer schätzen. Es war zu beachten, daß bei gleicher Einheitsbelastung die Setzungen mit der Größe der Lastfläche zunehmen, weil infolge der größeren Tiefenwirkung mehr Bodenschichten verdichtet werden, ferner daß die tonigen Schichten, die durch den Aushub der im Mittel etwa 15 m tiefen Baugrube entlastet und infolgedessen unter Wasseraufnahme gequollen waren, unter der höheren Belastung durch das Bauwerk (bis zu 5 kg/cm² i. M.) wesentlich langsamer wieder zusammengepreßt werden würden als die sandigen Schichten und weit

[2]) Bauing. 1933, Heft 19/20, S. 266.

Abb. 26. Absetzgeräte beim Schütten des Dammes vom Grundablaß. Im Hintergrunde Hochwasserlücke, vorn rechts Stützkörper des Dammes (s. Abb. 28), davor die in den Untergrund einbindende geneigte Tondichtung mit Walzen- und Raupenschlepper, davor wird die Schutzschicht vom Absetzer geschüttet.

Abb. 27. Absetzer beim Überschütten des Bauwerks; er läuft auf der Brücke am luftseitigen Ende und baggert mittels Eimerkette den Boden, der von Kippwagen in eine Mulde geschüttet wird.

stärker, als es bei der verhältnismäßig kurzen Probebelastung in die Erscheinung treten konnte. Bekanntlich dauert die Konsolidierung der Tone oft jahrelang. Dies haben die am fertigen Bauwerk beobachteten tatsächlichen Setzungen bestätigt. Das Bauwerk war bis zum Beginn der Beckenfüllung etwa $1^1/_2$ Jahre überschüttet, aber bis dahin noch nicht vollständig zur Ruhe gekommen (Abb. 25). Die eingetretenen Setzungen sind recht bedeutend. Die größten gegenseitigen Verschiebungen zweier Nachbarblöcke, von denen ja der Bestand der Fugendichtungen am meisten abhängig ist, halten sich in mäßigen Grenzen. Irgendwelche nachteiligen Wirkungen haben sich bislang nicht gezeigt, auch nicht seit

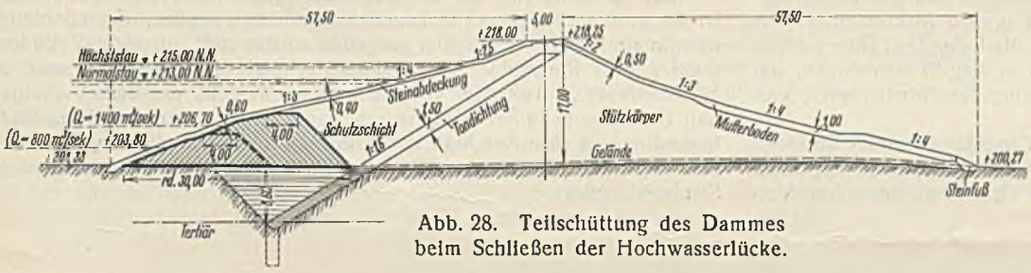


Abb. 28. Teilschüttung des Dammes beim Schließen der Hochwasserlücke.

der teilweisen Füllung des Beckens, die Anfang Februar 1933 begann und sich auf die Setzungen des Bauwerks seitdem nur ganz wenig auswirkte.

Im Rahmen dieser Gesamtbeschreibung des Bauwerks kann auf die Bauausführung im einzelnen nicht näher eingegangen werden. Nur die dabei gemachten Erfahrungen und die Frage der Zweckmäßigkeit der gewählten Bauart mögen, soweit dies jetzt schon möglich ist, zum Schluß noch kurz behandelt werden.

Zunächst ist darauf hinzuweisen, daß dieses große Bauwerk die gesamte Staubeckenanlage nicht unwesentlich verteuert hat. Die einzelnen Bauteile, besonders die Einlaufblöcke, mußten sehr massiv ausgeführt werden, wenn die eingangs erwähnten 500 m³ Wasser ohne schädliche Erschütterungen und Schwingungen abgeführt werden sollten. Außerdem war infolge des ungünstigen Baugrundes eine kräftigere Bewehrung notwendig. Die Ausführung hat gezeigt, daß die Dammschlußarbeiten einen so großen Grundablaß wohl nicht erfordert haben würden, wenn die günstigen Erfahrungen, die mit den zur Dammschüttung verwendeten beiden großen Absetzgeräten gemacht wurden (Abb. 26 u. 27), schon früher vorgelegen hätten. Die Absetzer waren bei ausreichender Versorgung mit Material durch die Baggerschächte außerordentlich leistungsfähig. In der auf 150 m (an der Sohle, Böschung der Dammenden 1 : 10) verkleinerten Hochwasserlücke konnte in etwa zwei bzw. sechs Tagen bei 20stündigem Betrieb und einer Tagesleistung von 6500 m³ der Teil des Dammes (Abb. 28) hergestellt werden, der einem Beckenstau hätte standhalten können, wie er bei Abführung eines Hochwassers von 800 m³ bzw. 1400 m³ durch die offenen Grundablaßstollen allein eingetreten wäre. Bei dem heutigen Stande der Wetterkunde war es mit ziemlicher Sicherheit möglich, den Beginn der Dammschlußarbeiten so zu legen, daß während der benötigten zwei bzw. sechs Tage ein solches Hochwasser nicht eintreten konnte. Bei Verkleinerung des Grundablasses hätte sich zwar für die gleiche Wassermenge der Stau im Becken erhöht. Trotzdem hätte sich in der gleichen Zeit das erforderliche Schlußstück einsetzen lassen, wenn die Lücke vorher nicht nur auf 150 m, sondern noch entsprechend weiter verengt worden wäre. Allerdings wäre dann bei Hochwasser die Wassergeschwindigkeit in der Lücke größer geworden, und es hätte mit Ausrissen in der Sohle und Schäden an den Dammenden gerechnet werden müssen. Auch darf das gute Gelingen in Ottmachau nicht zu einer allzu optimistischen Auffassung über die Verantwortung verleiten, die bei einer so großen Anlage mit dem Dammschluß verbunden ist.

Schließlich kann je nach Bauart des Sperrwerkes, der Beschaffenheit des Untergrundes und der Lage des Stausees auch aus anderen Gründen (schnelle Entleerung des Beckens) ein großer Grundablaß erforderlich

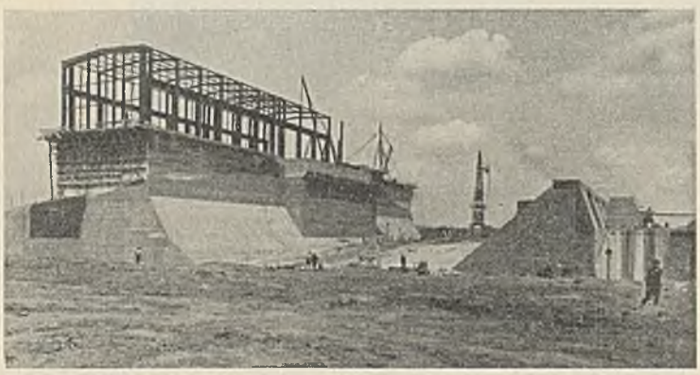


Abb. 29.
Bauwerk vor der Überschüttung in Richtung des Dammes gesehen.

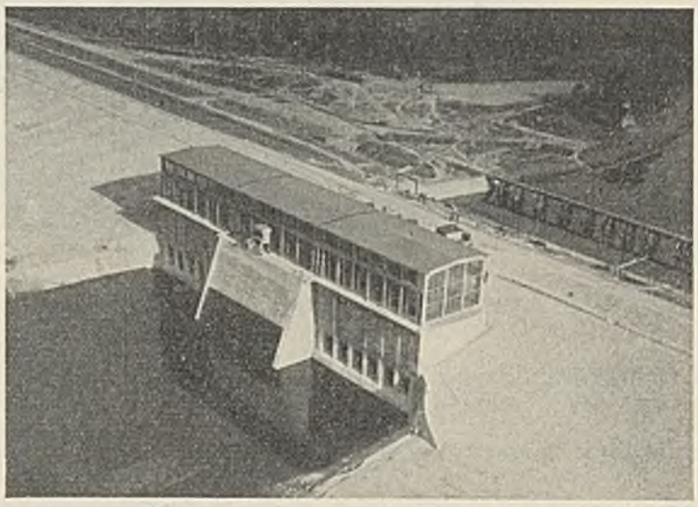


Abb. 30. Bauwerk nach der Überschüttung.
Flugbild von der Beckenseite.

sein. Ein solcher bietet gleichzeitig die Möglichkeit, den Wasserspiegel auch bei größerem Zufluß nach Inbetriebnahme des Beckens zunächst unter dem endgültigen Stauziel zu halten, ein Vorteil, der bei nicht vollkommen dichtem Untergrund hoch einzuschätzen ist, weil auf diese Weise eine Durchfeuchtung des luftseitigen Dammfußes und Verwässerungschäden im anschließenden Gelände verhindert oder doch wesentlich eingeschränkt werden können.

Infolge der hohen Leistungsfähigkeit der Absetzer konnten nicht nur die anfangs eingetretenen Minderleistungen beim Dammbau eingeholt, sondern sogar die Fristen unterschritten werden. Dadurch wurde es ermöglicht, den Damm schon im Herbst 1931 zu schließen, was sehr erwünscht war, um dem Schlußstück vor dem Füllen des Beckens (Februar 1933) möglichst lange Zeit zum Setzen zu geben. Auf der anderen Seite erforderte dies aber auch eine starke Beschleunigung der Arbeiten beim Grundablaß, die bei der Beschränktheit der Baustelle und dem Ineinandergreifen der verschiedenen Arbeiten nur mit großen Anstrengungen erreicht werden konnte. Es ergibt sich daraus die Lehre, bei einer solchen Anlage die Kunstbauten so früh wie möglich in Angriff zu nehmen, um auch auf unvorhergesehene Fälle, wie Änderung des Arbeitsplanes, vorbereitet zu sein.

Die Frage, ob es zweckmäßiger ist, die Verschlüsse und die Turbinen an der Wasser- oder an der Luftseite anzuordnen, kann nicht allgemein beantwortet werden, da in dieser Hinsicht in Ottmachau besondere Verhältnisse vorlagen wegen der Abführung des Hochwassers während der Bauzeit; sie muß vielmehr von Fall zu Fall, auch in wirtschaftlicher Hinsicht, besonders untersucht werden. Die Ringschieberventile haben sich bislang im Betriebe gut bewährt. Sie arbeiten außerordentlich ruhig.

Bei der Bauausführung in Ottmachau erwiesen sich die tiefe, dükerartige Anordnung der Grundablaßstollen (Abb. 6) und ihre großen Abmessungen als nachteilig, weil sich darin bei Hochwasser beträchtliche Mengen von Geschiebe ablagerten, deren Beseitigung nach Schließung der Dammlücke und der Hochwasseröffnungen der Stollen nicht ganz unbedeutende Kosten verursachte. Mit weiteren Aufwendungen dieser Art braucht jedoch nicht gerechnet zu werden, da das Geschiebe nach dem Füllen des Beckens im oberen Randgebiet zur Ablagerung kommt.

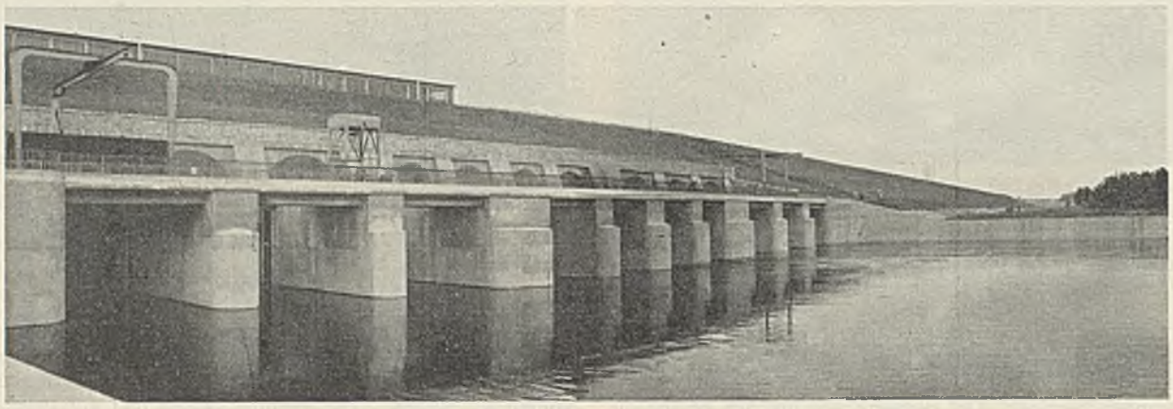


Abb. 31. Bauwerk nach der Überschüttung, Ansicht von der Luftseite.

Abb. 29, 30 u. 31 zeigen das Bauwerk vor und nach der Überschüttung.

Zur Erleichterung der Entwurfbearbeitung und der Bauausführung ist ein großes zerlegbares Holzmodell angefertigt worden, das allerdings nicht in allen Teilen dem später ausgeführten Bauwerk entspricht (Zylinderschütze statt Ringschieberventil, Maschinenhalle in Eisenbeton statt in Eisenfachwerk). Trotzdem vermittelt dieses Modell, das dem Verkehrs- und Baumuseum in Berlin überwiesen worden ist, ein anschauliches Bild, besonders von dem Anschluß des Dammes und der Tondichtung. Außerdem befindet sich in dem Museum ein Modell (Reliefplan) der ganzen Staubeckenanlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Eisenbahnbrücke über die Isar bei Landshut (Niederbayern).

Von Direktor Dr.-Ing. ehr. Oskar Muy, München, und Oberingenieur Dipl.-Ing. Otfried Erdmann, Aschaffenburg.

Die im Jahre 1883 gebaute eingleisige Bahnstrecke Neumarkt (Rott)—Landshut (Bayern) hat in den letzten Jahren aus verschiedenen Gründen eine erhöhte Bedeutung gewonnen, so daß sie in die Klasse der Hauptbahnen erster Ordnung eingereiht wurde. Einerseits bedeutet die Benutzung dieser Strecke für den Schnellzugverkehr Nord—Süd, d. h. Berlin—Salzburg—Triest, sowie auch für den Güterverkehr von Norddeutschland nach Österreich und umgekehrt eine erhebliche Abkürzung gegenüber dem Wege über München (Abb. 1). Anderseits war dieser Umweg, der bisher wegen der geringen Tragfähigkeit der hier liegenden Brückenbauwerke nötig war, besonders für den Schwertransport der Rohstoffe und Fertigerzeugnisse der chemischen Großindustrie im bayerischen Osten zeitraubend und umständlich.

Es bestand daher schon seit einer Reihe von Jahren der Wunsch, die Linie Neumarkt—Landshut für die Aufnahme des neuzeitlichen Großgüterverkehrs mit seinen erhöhten Lasten auszubauen. Seit dem Jahre 1928 wurden nach und nach 29 kleinere und mittlere Brückenbauwerke der Strecke erneuert durch Auswechslung der eisernen Überbauten und gleichzeitige Instandsetzung bzw. Verstärkung der Unterbauten.

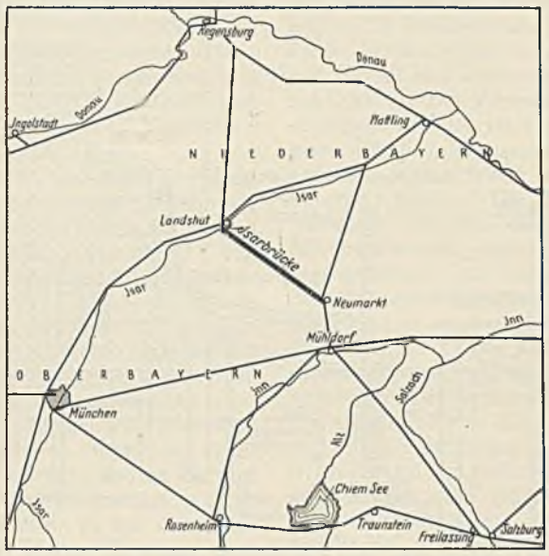


Abb. 1. Lageplan der Bahnlinie Neumarkt—Landshut.

Als letztes und größtes Bauwerk dieser Strecke wurde die Isarbrücke bei km 36,141 zwischen Achdorf und Landshut im Jahre 1931 umgebaut. Die Isar und das anliegende Flutgelände werden hier mit drei Öffnungen von je 52 m und fünf Öffnungen von je 32 m Stützweite überquert. Das alte Bauwerk war von Gerber entworfen. Die Hauptträger aller acht Überbauten waren leichte Fachwerkkonstruktionen mit nach unten gekrümmter Halbparabelform und Verbindung in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen (Abb. 2). Die Brücke war für den bis 1892 gültigen Lastenzug der ehemaligen bayerischen Staatsbahnen (drei Lokomotiven mit je drei Achsen von 14 t und Wagen mit je zwei Achsen von 8 t) berechnet. Bei der Nachrechnung nach den BE mußte die Brücke mit Rücksicht auf die Gelenkbolzenverbindungen in Klasse K eingestuft werden.

Der Baustoff der Überbauten war Schweißeisen. Auch bei Annahme guter Beschaffenheit würde eine Verstärkung erheblichen Materialaufwand erfordert haben. Der Ersatz der vorhandenen Bolzenverbindungen durch nach neueren Konstruktionsgesichtspunkten ausgebildete Knotenpunktanschlüsse wäre hierbei noch besonders schwierig und kostspielig geworden. Es wurde daher die vollständige Erneuerung der Überbauten von den Reichsbahnbehörden beschlossen und im Zeitraum von $1^1/_2$ Jahren durchgeführt. Gleichzeitig wurden die massiven Unterbauten der Pfeiler und Widerlager verstärkt, da auch diese den Beanspruchungen durch die erhöhten Lasten nicht mehr genügten.

Die drei Stromöffnungen erhielten Überbauten mit Hauptträgern in Parallelfachwerk, die fünf Flutöffnungen dagegen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern (Abb. 3).

A. Die Umbau- und Verstärkungsarbeiten an den Pfeilern und Widerlagern.

Die interessanten Arbeiten wurden unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes in zwei Bauabschnitten durchgeführt, und zwar zuerst der schwierigere Teil der Flußpfeiler VI und VII mit Widerlager II vom Dezember 1930 bis Mitte 1931 und hierauf die Landpfeiler I bis V und das Widerlager I. So fiel die Gründung der Flußpfeiler in die Zeit der winterlichen Niederwasserstände der Isar, während die Überbauten der Flutöffnungen vom Widerlager I her unter vorläufiger Belassung der alten Pfeiler und damit von den Bauarbeiten ungestört ab 1. April 1931 ausgewechselt werden konnten.

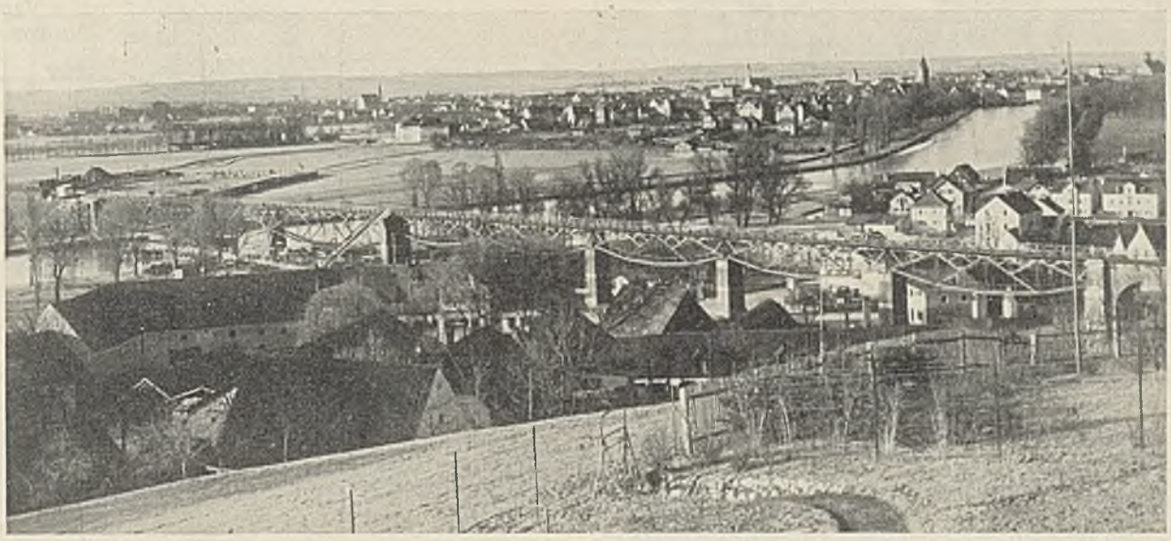


Abb. 2. Gesamtansicht der alten Isarbrücke vor dem Umbau.

1. Bauabschnitt 1 mit Pfeiler VI und VII und Widerlager II. Konstruktive und statische Grundlagen für Pfeiler VI und VII.

Infolge der Vergrößerung der Auflasten durch Eigengewicht und Verkehrslast erhielten die verhältnismäßig schlanken Pfeiler zu große Kantenpressungen und die alten Pfahlroste solche Belastungen, daß eine umfassende Verstärkung der Pfeiler samt ihrer Gründung notwendig wurde. Aus Abb. 4 u. 5 der beiden Pfeiler ist neben der Verstärkung auch deren alter Zustand ersichtlich. Der obere Teil besteht aus Backsteinmauerwerk und der untere, von der Höhe der Pfeilervorköpfe abwärts bis zum Pfahlrost, aus großen Granitquadern. Das alte Pfeilerfundament ist mit

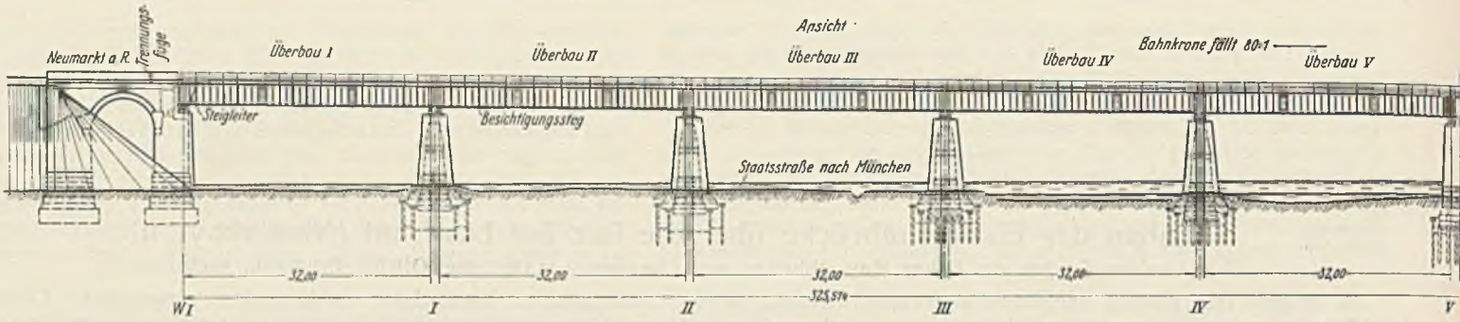


Abb. 3. Übersichtzeichnung der neuen

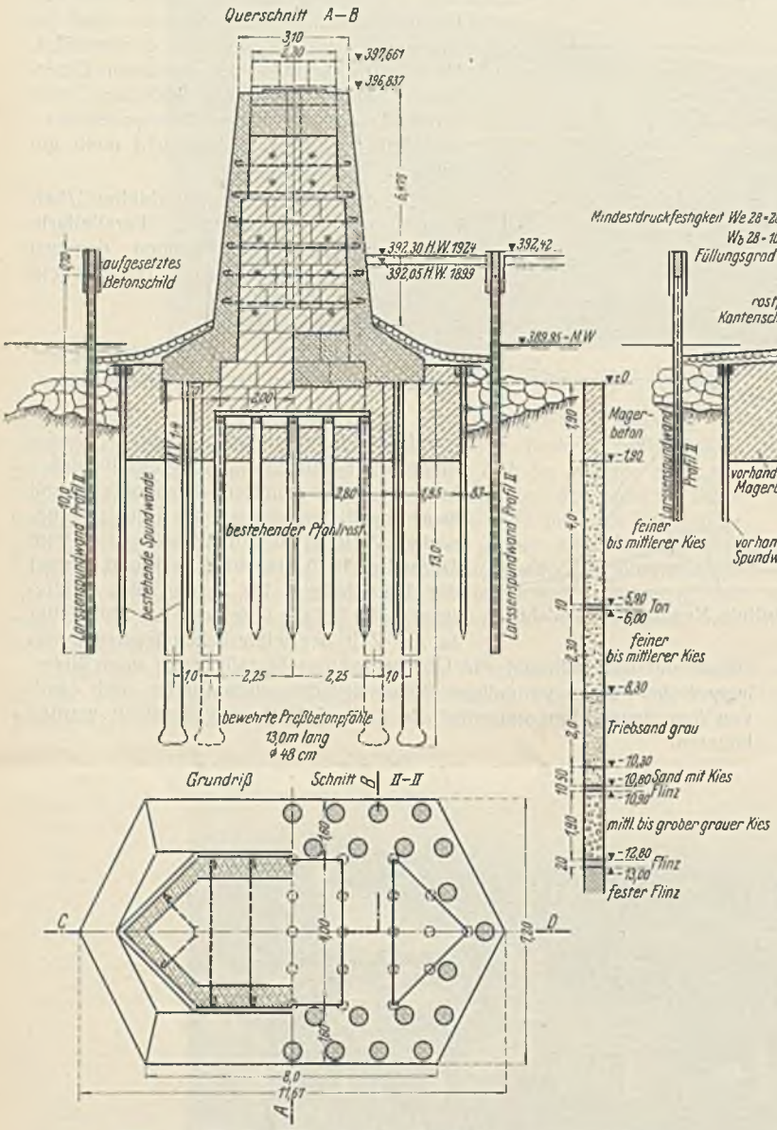


Abb. 4. Pfeiler VII mit den Verstärkungskonstruktionen der Gründung und des Aufbaues.

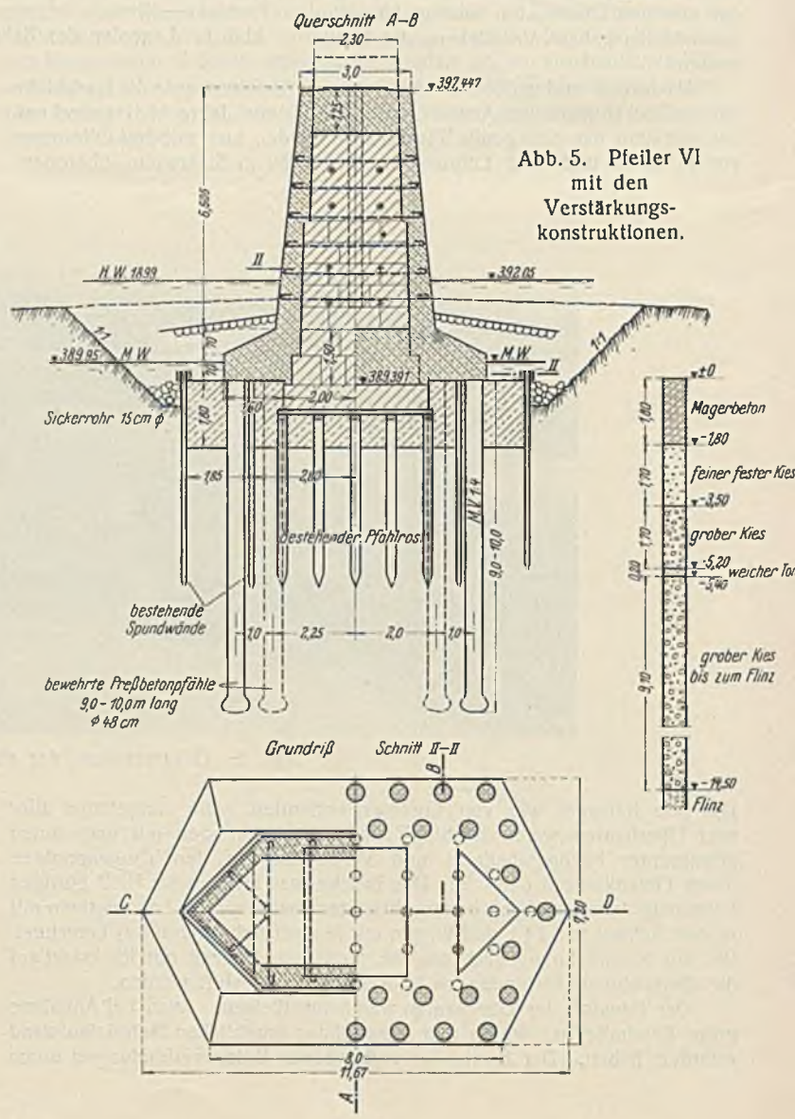
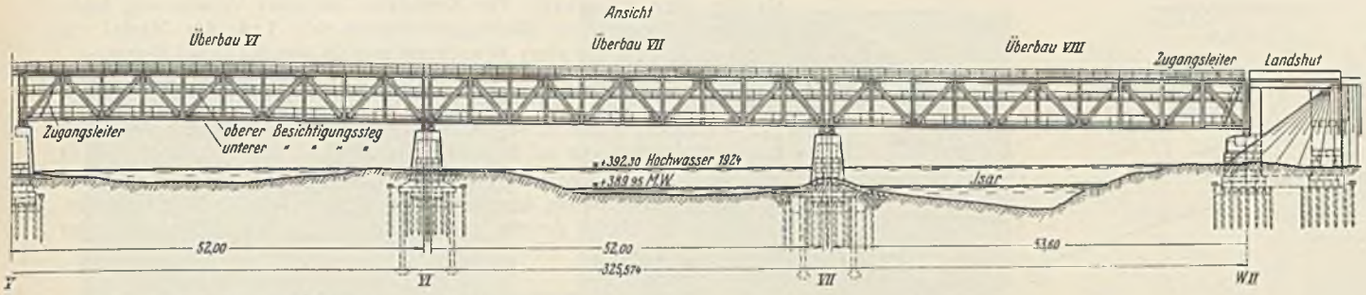


Abb. 5. Pfeiler VI mit den Verstärkungskonstruktionen.

zwei je 12 cm dicken Holzspundwänden umgeben, deren Zwischenraum 2,50 m tief ausbetoniert ist.

Der Vorschlag der ausführenden Bauunternehmung Wayss & Freytag AG, Niederlassung München, für die Verstärkung der Pfeiler ging dahin, unter Beibehaltung des alten aufgehenden Pfeilerkörpers mit Vorköpfen diesen allseitig mit einer Eisenbetonummantelung zu versehen und unter Ausschaltung des unzuverlässigen und völlig ungenügenden Pfahlrostes eine neue Pfahlgründung anzuordnen, die für sich imstande ist, die gesamten Auflasten aus Eigengewicht und Verkehr einschließlich des alten Pfeilergewichts zu tragen. Hierdurch wurde eine weitgehende, jedoch im Interesse des Bauwerks liegende Sicherheit gewährleistet. Die neue Kraft wird demnach von den Lagerstühlen der Überbauten über den neuen Eisenbetonkopf als Auflagerplatte in die Eisenbetonummantelung übertragen und von da über den auskragenden, ringsumlaufenden Konsolfuß unter Mitwirkung zweier durch den Pfeiler hindurchgehender Eisenbetonquerträger in die neuen Gründungspfähle — oder umgekehrt geben letztere ihre Reaktionen in die biegungsfeste Fußkonstruktion der Ummantelung ab. Das Gewicht eines alten Pfeilers (ohne Fundament) mit der Ummantelung beträgt 590 t, die



bzw. verstärkten Bahnbrücke über die Isar.

Eigenlast der Überbauten 272 t und deren Vollbelastung aus Verkehr 533 t, so daß sich eine lotrechte Gesamtlast von 1395 t ergibt. Hierzu ist noch ein Moment in neuer Pfahlkopfhöhe von 772 tm durch Bremskraft (85 t) und ungleiche Auflagerkraft aus Verkehr zu berücksichtigen. Dieser Belastungsfall ist ungünstiger als bei nur einseitiger Verkehrslast und wurde der Bemessung der Verstärkung zugrunde gelegt. Windkräfte und Seitenstöße sind, da unwesentlich, nach den bestehenden Vorschriften nicht berücksichtigt worden.

Zur Aufnahme der vorgenannten Kräfte sind um das alte Pfeilerfundament insgesamt 36 Stück bewehrte Preßbetonpfähle, Bauweise Wolfsholz, mit 48 cm Durchm. doppelreihig zu beiden Seiten der inneren Holzspundwand angeordnet mit einer Höchstbelastung von rd. 49 t und einer Mindestbelastung von rd. 28 t je Pfahl. Die Pfähle wurden mittels 3 mm dicker, im Boden verbleibender Blechhülsen abgebohrt, die in Stücken von 2 m Länge angeliefert und beim Abbohren autogen aufeinander geschweißt wurden. Am Fuße war ein stärkerer Stahlring mit Schneide angebracht. Vor dem Ansetzen der Rohre wurden in dem alten Magerbeton durchgehende, etwa 1 m tiefe Schlitze ausgebrochen, von deren Sohle aus die Pfahldurchbrüche in dem verbleibenden Fundamentkörper vorgenommen wurden. Nach einem früheren bauseitigen Bohrversuch war in etwa 6 bis 7 m Tiefe Flinz zu erwarten und im Entwurf die Pfahltiefe daher nur bis dahin vorgesehen. Bei der Ausführung ergab sich aber diese Flinzlage als nur 10 bis 20 cm dick, so daß die Pfähle wesentlich länger werden mußten, und zwar bei Pfeiler VII wegen einer in 9 bis 11 m Tiefe befindlichen Triebsandschicht 13 m lang bis zum festen Flinz und bei Pfeiler VI 9 m lang in festgelagertem Kies.

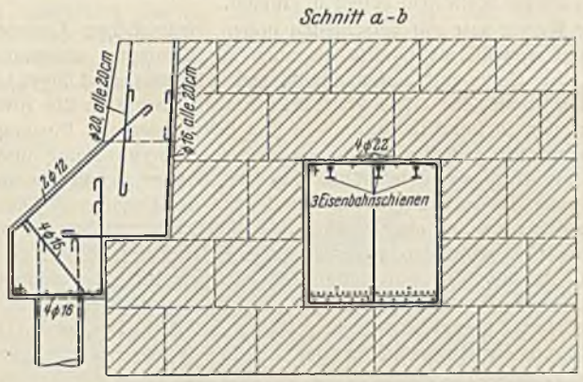
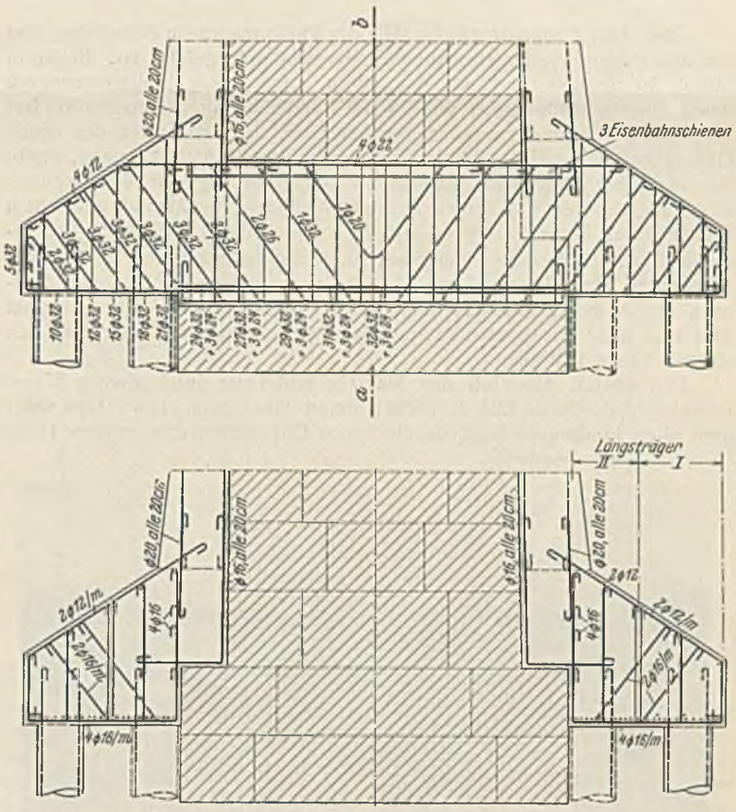


Abb. 6. Bewehrung des Verspannungsbalkens und Konsolfußes bei Pfeiler VI und VII.

Das Abbohren der langen Blechhülsen war besonders innerhalb der inneren Holzspundwand sehr erschwert, da hier der sandige und kiesige Untergrund durch die Pfahlroste sehr verdichtet war und dadurch einen erheblichen Widerstand leistete. Außerdem mußten noch besondere Hindernisse, wie Säcke mit abgebundenem Zementkalk, große Steine, schiefgeschlagene Spundbohlen und Holzpfähle, beim Abbohren beseitigt werden. Trotzdem wurde eine mittlere Leistung von zwei fertigen Pfählen in drei Tagen erzielt. Nach dem Abbohren von je drei Pfählen wurden diese nach Einbringen einer entsprechenden Rundeisenbewehrung ausgepreßt. Hierzu wurden die Blechrohre oben mit einem aufgeschweißten Deckel verschlossen, das innen anstehende Wasser mit Preßluft ausgeblasen und eine feinkörnige Zementbetonmischung 1 : 4 mit hochwertigem Zement unter hohem Druck bis zur Gewichtshöhe der äußeren Wassersäule eingebracht. Das restliche Pfahlstück betonierte man nach Entfernen des Verschlußdeckels von Hand. Bei jedem Pfeiler wurde ein fertiger Pfahl mit 130 t Belastung bei sehr zufriedenstellendem Ergebnis auf seine Tragfähigkeit geprüft. Die Pfahlreaktionen wurden hierbei unter Verwendung schwerer eiserner Unterzüge, die durch die Ausbruchöffnungen der großen Verspannungsbalken geführt waren, in das alte Pfeilermauerwerk eingeleitet.

Auf den neuen Pfahlköpfen liegt mit nur geringem Eingriff in die alte Betonplatte der ringsumlaufende, stark auskragende Eisenbetonkonsolfuß, der in konstruktivem Sinne sein Auflager auf den beiden durch den Pfeiler hindurchgehenden und beiderseits auskragenden Querträgern findet und sowohl eine entsprechende Längs- als auch Konsolbewehrung erhalten hat (Abb. 6). Die Verspannungsbalken sind 1,40 m breit, 1,50 m hoch und so angeordnet, daß sie einerseits günstige Momentenverhältnisse im Fußkranz schaffen, anderseits aber noch so im Mauerwerkskörper des aufgehenden alten Pfeilers liegen, daß die Pfeilervorköpfe beim Ausbruch unberührt blieben. Die Balken sind von unten belastet durch die Pfahlreaktionen und von oben durch das alte Mauerwerk und den neuen Eisenbetonmantel, wobei, wie schon erwähnt, angenommen ist, daß die Eigengewichts- und Verkehrslasten des Überbaues durch den Mantel auf den Fuß übertragen werden. Die gesamten lotrechten Lasten auf ein Balkensystem ergaben sich damit nach aufwärts und abwärts gerichtet zu je rd. 525 t. In Abb. 7 sind hierfür die Momente und Schubspannungsfläche aufgezeichnet. Das Größtmoment beträgt 380 tm und liegt noch im alten Pfeilerquerschnitt, während das eigentliche Kragmoment an der Pfeilerflucht sich zu 306 tm ergibt.

Für die Ermittlung der Schubspannungen bei der Balkenauskragung ist im Bereich des Fußkranzes beiderseits eine waagerechte Voute von 1 : 3 angenommen. Die größte Schubspannung ergibt sich in der Mittellinie der zweiten Pfahlreihe zu 9,10 kg/cm². Sämtliche Schubspannungen sind den Bügeln und Schrägeisen zugewiesen. Aus Abb. 6 ist die Bewehrung ersichtlich, die sich für das Größtmoment bei $\sigma_e = 1200$ kg/cm² zu 29 R.-E. 32 + 3 R.-E. 24 = 246,7 cm² ergibt. Die Druckspannung im Beton



Zu Abb. 6.

beträgt hierfür rd. 60 kg/cm². — Verspannungsbalken und Fußkranz sind mit rd. 100 kg Eisen je m³ Beton bewehrt bei einem Mischungsverhältnis von 1 : 6 unter Verwendung von getrennt geliefertem Donausand von 0 bis 7 und Donaukies von 7 bis 30 mm und hochwertigem Zement mit Traßzusatz.

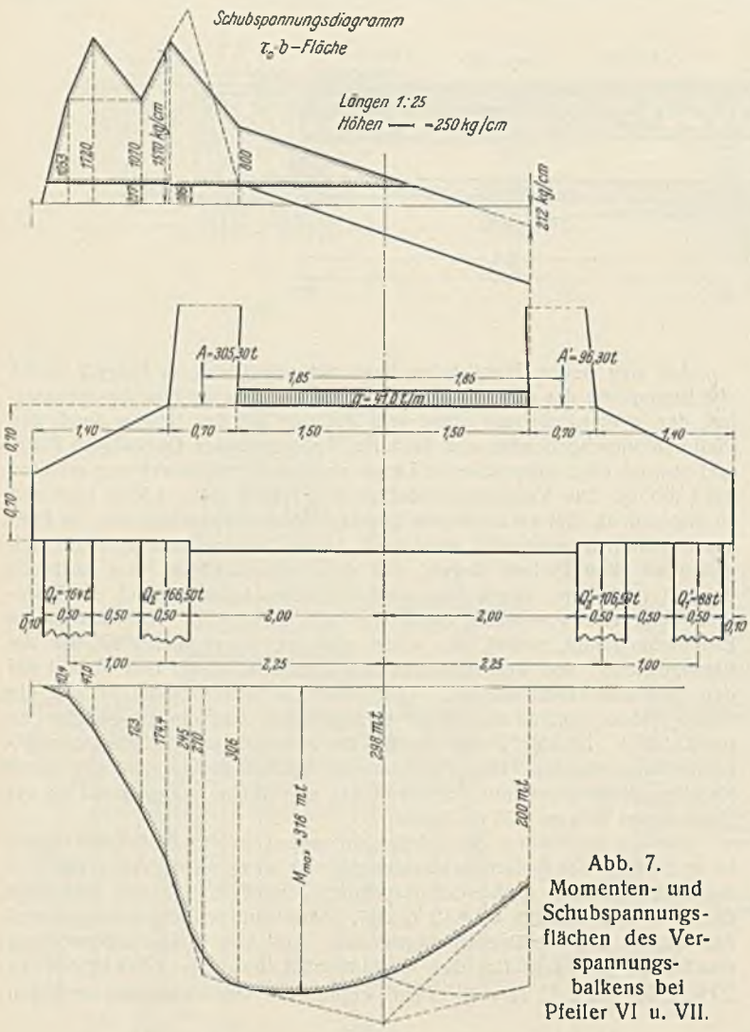


Abb. 7. Momenten- und Schubspannungsflächen des Verspannungsbalkens bei Pfeiler VI u. VII.

Über dem Fußkranz erhebt sich der Pfeilermantel in Eisenbeton, der um den ganzen Pfeiler einschließlich der Vorköpfe geführt ist. Er ist im Mittel 50 cm dick und mit dem alten aufgerauhten Pfeilermauerwerk durch durchgehende Anker von 25 mm Durchm. in Preßzementmörtel fest verbunden. Unter der ungünstigen Annahme, daß alle Lasten des neuen Überbaues allein auf die beiden Längsseiten des Mantels kommen, ergibt sich in halber Pfeilerhöhe eine größte Betonpressung von rd. 25 kg/cm². Für den weiteren Fall eines Zusammenwirkens von Mantel und altem Pfeiler unter Berücksichtigung von $E_m : E_b = 70\,000 : 210\,000 = 1 : 3$ ermäßigt sich die Betonspannung auf rd. 15 kg/cm², während sich für das Mauerwerk eine Pressung von rd. 5 kg/cm² errechnet. Man hätte demnach die Abmessungen des Mantels etwas geringer wählen können, tat dies aber nicht aus konstruktiv-praktischen Gründen mit Rücksicht auf den starken neuen Unterbau.

Den oberen Anschluß des Mantels bildet die durchgehende Eisenbetonkopfplatte von 1,25 m Dicke, deren Oberkante etwa 80 cm unter dem alten Pfeilerkopf liegt, da die neuen Überbauten eine größere Höhe als die alten aufweisen. Die Kopfplatte hat unter Verwendung hochwertigen Zements ein Mischungsverhältnis von 1 : 4, der Mantel ein solches von 1 : 6 mit einer Bewehrung von 95 bzw. 90 kg/m³ Beton.

Ausführung der Pfeiler VI und VII.

Bei Pfeiler V wurde die Baustelle mit den erforderlichen Bauhütten und Maschinenanlagen auf hochwasserfreiem Gelände eingerichtet (Abb. 8).

Sand, Kies und Zement wurden ebenfalls hier in Zugpausen von der Brücke aus in Rutschen unmittelbar zur Betonbereitungsstelle entladen. Die gesamte übrige Anfuhr geschah von dem etwa 800 m entfernten Bahnhof Achdorf.

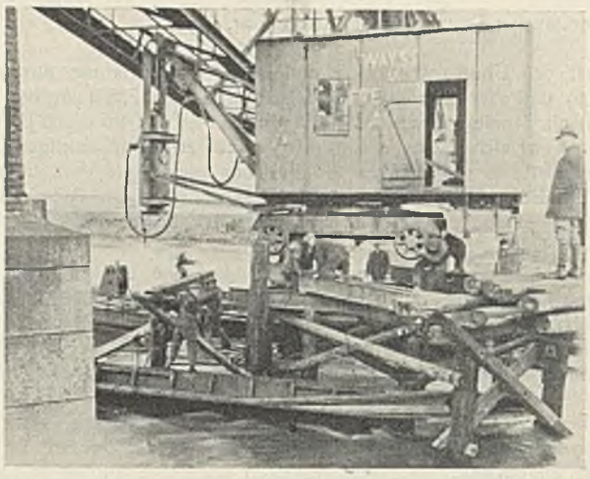


Abb. 9. Drehung des Bogens auf Absetzpfählen und Spindeln bei Pfeiler VII.

Die Gründung von Pfeiler VI wurde in offener Baugrube ausgeführt, bei Pfeiler VII dagegen im Schutze einer eisernen Larssenwand, Profil II. Die Arbeiten sind gleichzeitig in Angriff genommen worden. Als Arbeitsgerüst zum Pfeiler VII wurde eine Förderbrücke vom Gruppenpfeiler V ab durch das Vorflutgelände und dann über den Fluß geschlagen. Maßgebend für ihre Abmessungen war das zu fördernde Baggergerät von 25 t Gesamtgewicht, das bei Pfeiler VI auf der Hilfsbrücke montiert wurde und von hier aus deren Weiterbau selbst übernahm.

Der Bagger war mit verschieden hohen, beweglichen Auslegern versehen und sowohl als Greifer als auch zur Rammung verwendbar. Er rammte die Holzpfähle voraus, holte sich die eisernen Längsträger und Schwellen sowie das Gleis von rückwärts und baute so die Brücke vor und um den Pfeiler VII herum. In den Eckpunkten der Rüstung wurde das Obergestell des Gerätes mittels eiserner Querunterzüge und Stockwinden auf vier besondere Pfähle abgesetzt, Träger, Schwellen und Gleis in die neue Fahrtrichtung verlegt und dann das Gerät nach Drehen des Untergestelles wieder abgelassen (Abb. 9). Die Förderbrücke lag hochwasserfrei und wurde so angeordnet, daß der Bagger unter dem alten eisernen Überbau unter Verwendung des kleinen Auslegers hindurchfahren und hier auch arbeiten konnte.

Die Abstände der Brückenjoche betrugen 3 bis 3,7 m, wobei auf eine teilweise spätere Verwendung der Pfähle für das Montagegerüst der eisernen Überbauten Rücksicht zu nehmen war. Da die Isar alljährlich ihr Flußbett von einer zur anderen Öffnung mit Sohlenschwankungen bis zu 4 m Tiefe verlagert, mußten die Pfähle bis zu 6 m Tiefe gerammt

Abb. 8. Alte Brücke mit Baustelleneinrichtung.

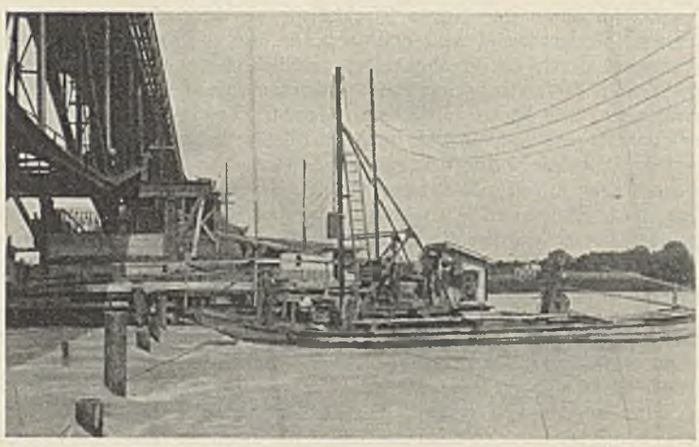


Abb. 10. Elektrische Ramme auf Plätten beim Schlagen des Montagegerüstes für die Überbauten.

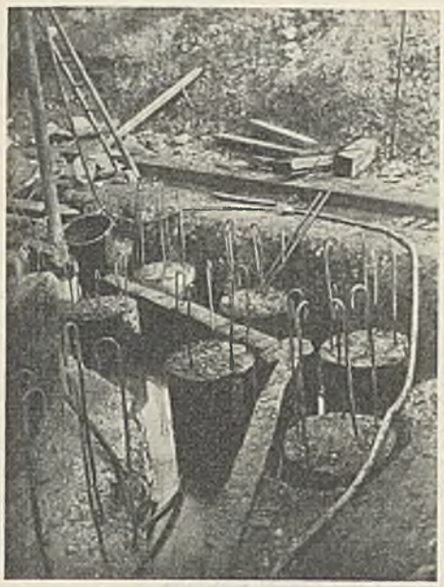


Abb. 11.
Fertige Preßbetonpfähle bei Pfeiler VI.

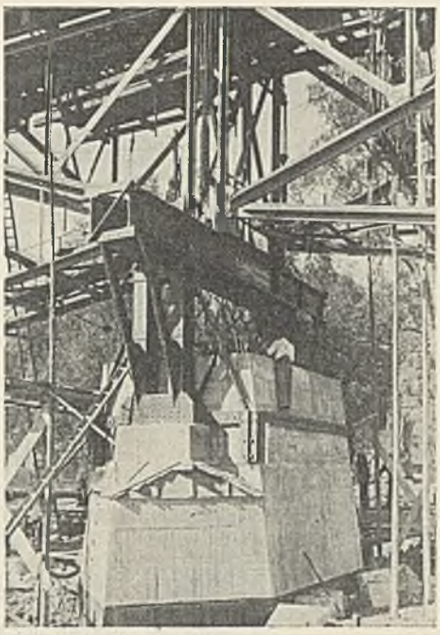
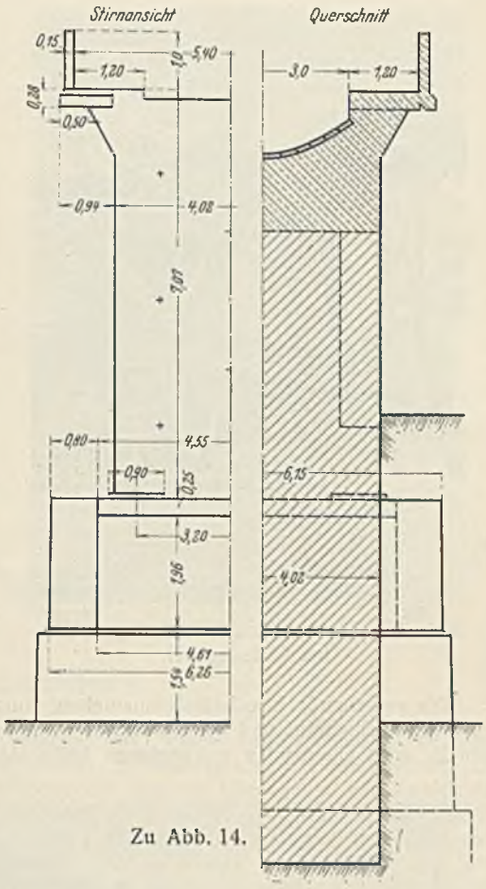


Abb. 13. Eiserner Abfangrahmen zur Abstützung der alten Brücke bei Pfeiler VI.



Zu Abb. 14.

werden. Die spätere Rammung für das Montagegerüst der Überbauten geschah mit einer auf zwei Plätten aufgebauten elektrischen Ramme, wie aus Abb. 10 ersichtlich ist, die auch die starke Strömung der Isar bei gutem Mittelwasser erkennen läßt. Nach der Herstellung der Brücke wurde in der zweiten Hälfte des Januar 1931 der Greifer am Bagger montiert und bei Pfeiler VII mit dem Entfernen des Steinwurfes aus großen Granitblöcken begonnen, damit das Schlagen der Larssenspundwand ungehindert möglich war. Die Baggerung gestaltete sich äußerst schwierig, da die Steine in dem beweglichen Flußbett in großer Tiefe anfielen und alte Holzpfähle die Korbführung behinderten, so daß für rd. 155 m³ Steinwurf drei bis vier Wochen benötigt wurden.

Die eiserne Larssenwand Profil II, in deren Schutze die Gründungsarbeiten ausgeführt wurden, hat eine Gesamtlänge von rd. 45 m und wurde in einer Entfernung von rd. 80 cm von der äußeren Holzspundwand geschlagen. Die Bohlen waren 10 m lang und lagen mit ihrer Oberkante rd. 1,80 m über der Mittelwasserkote 389,95. Gerammt

Abb. 12. Preßpumpen beim Mauerwerkausbruch für die Verspannungsbalken.

wurde zur Vermeidung größerer Erschütterungen mit einem Schnellschlaghammer von 2,2 t Gewicht, bei 4 bis 6 at Dampfdruck und 170 Schlägen/min, unter Verwendung der vorgesehenen Ausleger und eines um die senkrechte Achse drehbaren Mäklers. Unter dem eisernen Überbau mußten die Larssenbohlen wegen ungenügender Rammhöhe zweimal gestoßen werden, was ziemlich zeitraubend war. Nach $3^1/_2$ Wochen war die Baugrube einwandfrei umspundet. Man entschloß sich hierauf, wegen des zu erwartenden starken Hochwassers und zwecks unbehinderter Arbeit auf die Spundwand ein Betonabsperrschild von 70 cm Höhe und 20 cm Dicke aufzusetzen.

Pfeiler VI wurde ohne Spundwand gegründet. Abb. 5 zeigt hier die offene Ausschachtung.

Für die Wasserhaltung wurden zwei Pumpensümpfe, und zwar je einer innerhalb der beiden Holzspundwände und zwischen äußerer Holz- und eiserner Spundwand angeordnet, außerdem eine ringsumlaufende Zementrohr-Sickerleitung. Infolge des ständig hohen Wasserstandes waren bei jedem Pfeiler zwei Pumpen mit 20 cm Durchm. und zwei mit 15 cm Durchm. in Tätigkeit. Im Schutze der Wasserhaltung wurden die

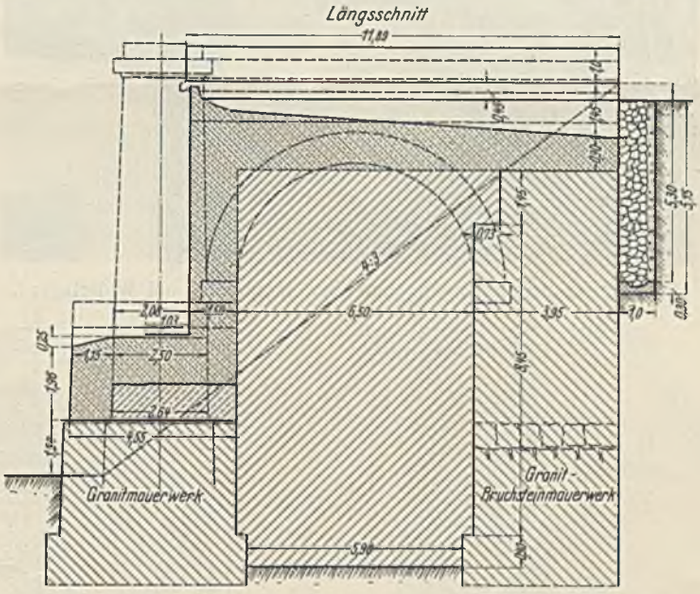


Abb. 14. Umbau des Widerlagers II mit Entfernen des Gewölbes und neuer Auflagerplatte.

Pfähle (Abb. 11) und der Eisenbetonfuß samt den Pfeilerdurchbrüchen hergestellt. Das durchgehende Granitquader-Mauerwerk war äußerst hart und in seiner inneren Verspannung mit den vorhandenen Preßlufthämmern und -bohrern nur mit den größten Schwierigkeiten und unter starkem Zeitverlust auszubrechen. Man entschloß sich daher zur Anwendung von zylindrischen Preßpumpen, die es ermöglichten, den Ausbruch rascher und wirtschaftlicher zu gestalten (Abb. 12). Nach Einbringen der Bewehrung wurde der erste Verspannungsbalken und der Fußkranz für den halben Pfeiler betoniert; dann erst wurde mit dem Ausbruch des zweiten Verspannungsbalkens begonnen. Der Beton-Probewürfel aus 1 R.-T. Zement : 0,4 R.-T. Traß : 2,7 R.-T. Flußsand 0—7 : 4,0 R.-T. Flußkies 7—25 ergab eine Festigkeit von $W_{\varnothing 28}$ = rd. 400 kg/cm².

Abb. 15. Einbau der neuen Auflagerplatte bei Widerlager II.

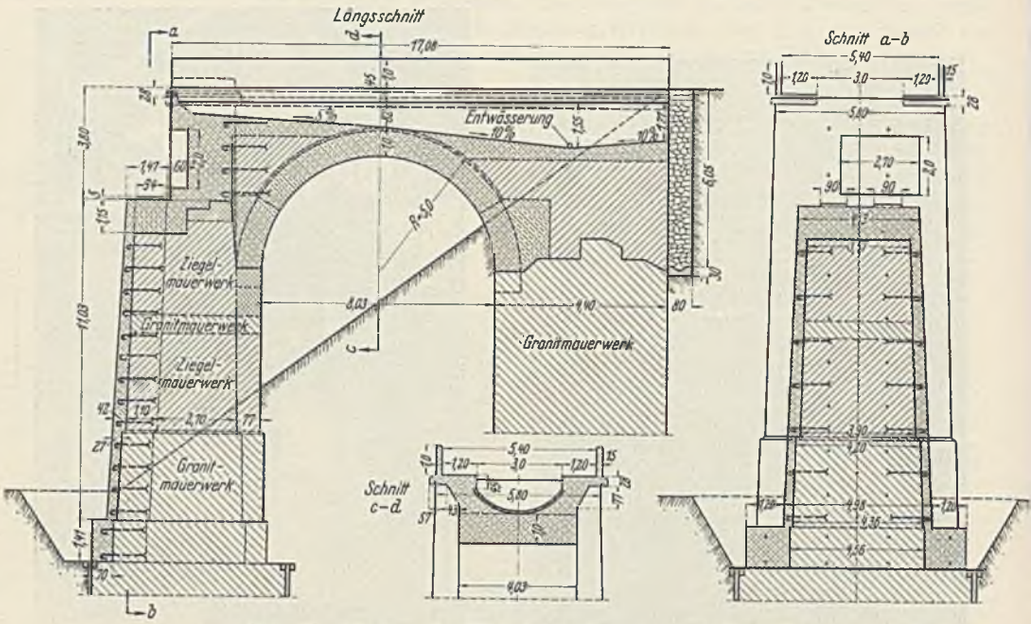


Abb. 16. Umbau des Widerlagers I mit neuem Gewölbe und Auflagerverstärkung.

Die aufgehende Eisenbetonummantelung wurde bis über die Pfeilervorköpfe hochgeführt und auf diesen der eiserne Abfangrahmen montiert, der die alten Überbauten aufzunehmen hatte (Abb. 13). Nach dem Abbruch des überstehenden alten Pfeilerkopfes wurden der restliche Mantel und die obere Auflagerplatte hergestellt.

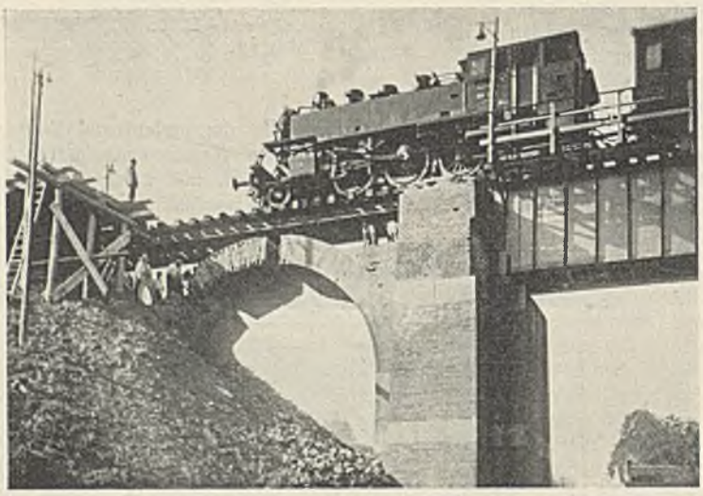


Abb. 17. Gleisunterfangung und Gewölbeabbruch bei Widerlager I.

Ausführung des Widerlagers II (Abb. 14).

Hier mußten die Brückenauflager und damit auch die Kammermauer um 1,60 m nach rückwärts verlegt werden, um die durch die neuen Lasten hervorgerufenen Beanspruchungen im Mauerwerksockel und Pfahlrost in zulässigen Grenzen zu halten. Durch die starke Verschwächung des Widerlagerpfeilers war dieser nicht mehr in der Lage, den Gewölbeschub aufzunehmen, und man entschloß sich daher, das Gewölbe abzubrechen und durch eine Vollbetonierung zu ersetzen. Das bestehende Gleis wurde hierfür durch vier Hilfsträger I 50 von 17 m Länge und 12,50 m freier Stützweite abgefangen. Die Träger wurden auf einem seitlichen Gerüst mittels Holzkreuze und Spurstangen zu einem fertigen Tragwerk zusammengebaut und sodann in einer Zugpause nach Abbruch des Stirnmauerwerks und Entfernen des Gleisbettes eingeschoben. Bettungstrog, auskragende Gehwegplatten und Geländer sind in Eisenbeton ausgeführt. Der Bettungstrog wurde mit doppelten Tektolithbahnen abgedichtet, und diese wurden mit 4 cm dicken Klinkerplatten abgedeckt. Nach Einbringen des neuen Schotterbettes wurden die Abfangträger mit zwei Bahnkranen wieder ausgebaut.

Im zweiten Bauabschnitt folgte der Abbruch der Kammermauer und die Herstellung des neuen Brückenauflagers, wozu der Einbau eines eisernen Hilfstragwerks von 4,10 m Stützweite notwendig war. Dieses fand sein Auflager einerseits auf dem neuen Widerlagerkörper, anderseits auf dem alten eisernen Überbau. Zur Aufnahme der waagerechten Kräfte beim alten Brückenauflager waren eiserne Druckstäbe zum Widerlager vorgesehen. Für den Einbau der neuen Auflagerplatte in Eisenbeton wurde das Granit- und Ziegelmauerwerk hinter dem alten Auflager in Nachtarbeit ausgebrochen, dann in kürzester Zeitfolge das seitlich auf besonderem Gerüst hergestellte Eisengeflecht (Abb. 15) für die gesamte neue Platte mit Flaschenzügen eingeschoben und sofort betoniert, so daß die gesamte Ausführung in 20 Stunden beendet war. Durch diese Art der Ausführung ist das ursprünglich für die alten Brückenträger auch am Widerlager II vorgesehene Abfanggerüst erspart worden. Mit dem Hochbetonieren der neuen Kammermauer bzw. des Widerlageranschlusses und dem späteren Abbruch der alten Auflagerquader und der neuen Vorbetonierung waren die Arbeiten am Widerlager II beendet.

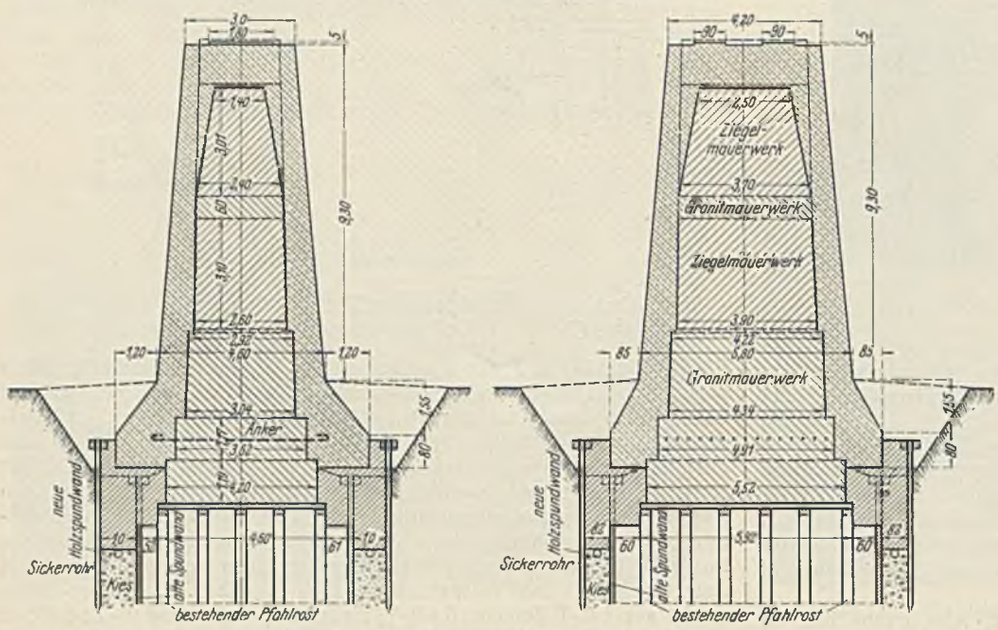


Abb. 18. Verstärkung der Landpfeiler I bis IV.

2. Bauabschnitt 2 mit Widerlager I, Landpfeiler I bis IV und Gruppenpfeiler V.

Nachdem bis August 1931 die Bauarbeiten des Bauabschnittes 1 beendet waren, wurden daran anschließend die des Abschnittes 2 begonnen und bis Anfang 1932 zum Abschluß gebracht.

Widerlager I (Abb. 16).

Das alte Ziegelgewölbe war schadhaft und den großen Lasten nicht mehr gewachsen. Es wurde daher nach gleichem Einbau der Hilfsträger I 50 wie bei Widerlager II abgebrochen (Abb. 17) und durch ein bewehrtes Betongewölbe im Mischungsverhältnis 1 : 6 mit durchlaufendem Bettungstrog, auskragenden Gehwegen und Geländer in Eisenbeton ersetzt. Hierauf folgte der Abbruch der Kammermauer bis zur Auflagerhöhe, die Unterfangung des neuen Blechträgerüberbaues mit einem eisernen Abfanggerüst auf besonderen Betonfundamenten, die Hochführung eines Eisenbetonmantels zur Verstärkung der Mauervorlage unter dem neuen Auflager und sodann die Herstellung des letzteren und der neuen Kammermauer als Bettungsabschluß.

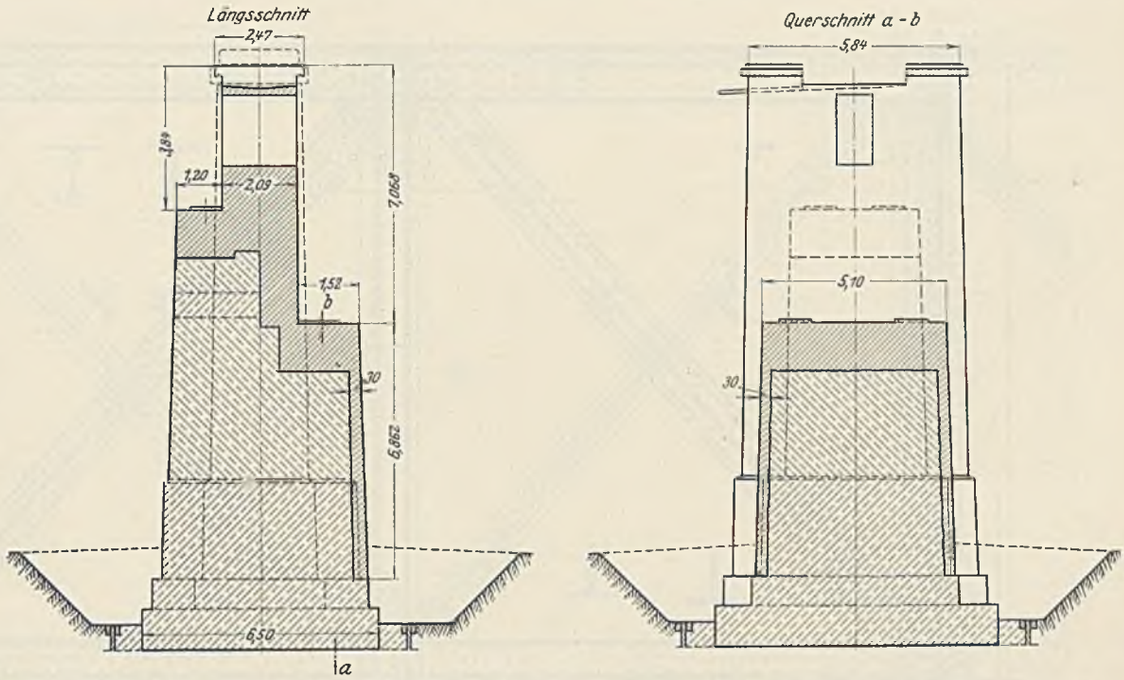


Abb. 20. Umbau des Gruppenpfeilers V.

Landpfeiler I bis IV (Abb. 18).

Die Baumaßnahmen für diese Pfeiler wie auch für die Widerlager I und II wurden nach den Anordnungen und der Berechnung der bauseitigen Behörde durchgeführt. Fundamente und aufgehender Teil in Ziegelmauerwerk mit Granitquadern erwiesen sich wie bei Pfeiler VI und VII für die anfallenden Lasten als ungenügend und mußten entsprechend verstärkt werden. Bei den Fundamenten begnügte man sich mit Rücksicht auf den vorhandenen guten Baugrund mit einer zusätzlichen Flachgründung. Sie wurden bis zur vorhandenen Holzspundwand in offener Ausschachtung freigelegt und in etwa 1 m Abstand von letzterer mit einer neuen 10 cm dicken und 5 m tiefen Holzspundwand umgeben. Der Aushub zwischen beiden Spundwänden geschah unter Wasserhaltung mit je 1 bis 2 Pumpen mit 20 cm Durchm. je Pfeiler bis zur vorgesehenen Tiefe und hierauf, nach Verlegung der 15-cm-Durchm.-Sickerleitung, das Einbringen des neuen Fundamentbetons bis zur Höhe des Eisenbetonfußes. Dieser bildet mit der oberen starken Eisenbetonummantelung die Verstärkung des aufgehenden Pfeilerschaftes, die als Rahmen mit unterem Zugband berechnet ist. Dieses besteht aus 15 R.-E. 25 mm Durchm., die den alten Pfeiler in Preßzementmörtel durchziehen. Der Mantel ist für sich imstande, die eisernen Überbauten mit Verkehrslast aufzunehmen. Nachdem der Fuß betoniert war, wurden die eisernen Abfanggerüste auf besonderen Fundamenten montiert und die neuen Überbauten darauf abgesetzt. Hierauf folgte nach Abbruch des alten Auflagers und des erforderlichen Pfeilermauerwerks die Ausführung des Eisenbetonmantels mit 1,40 % Bewehrung und der Pfeilerkopfplatte mit 1,80 % Bewehrung (Abb. 19).

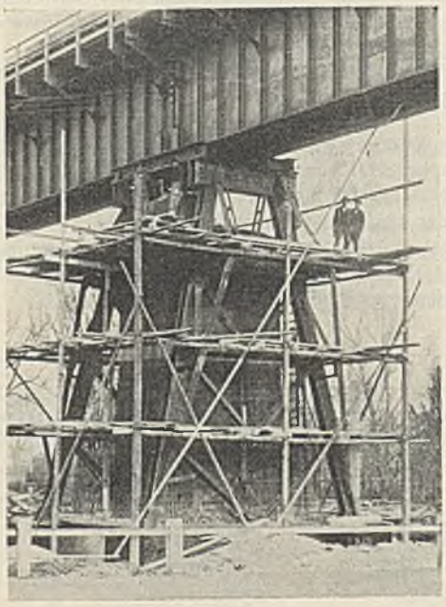


Abb. 19. Ausführung der Ummantelung eines Landpfeilers nebst Abstützung der neuen Überbauten.

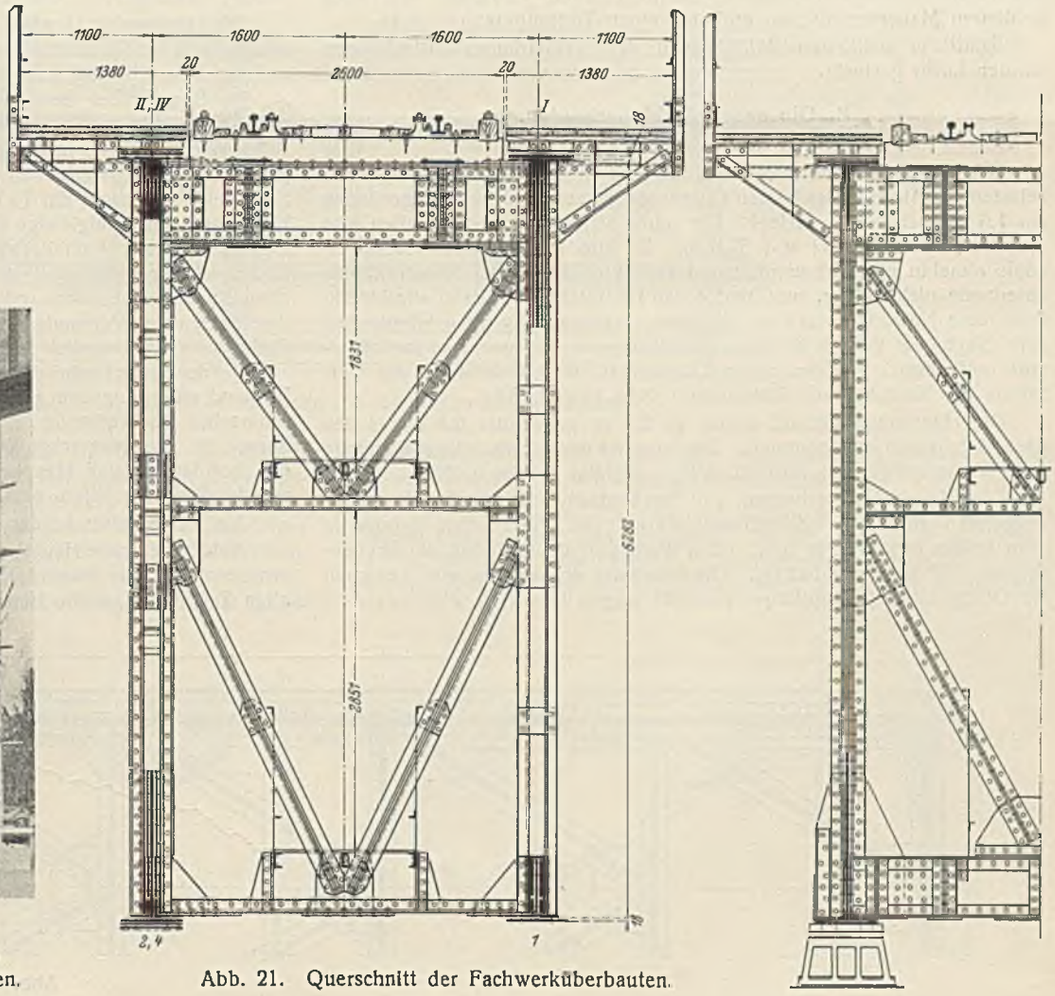


Abb. 21. Querschnitt der Fachwerküberbauten.

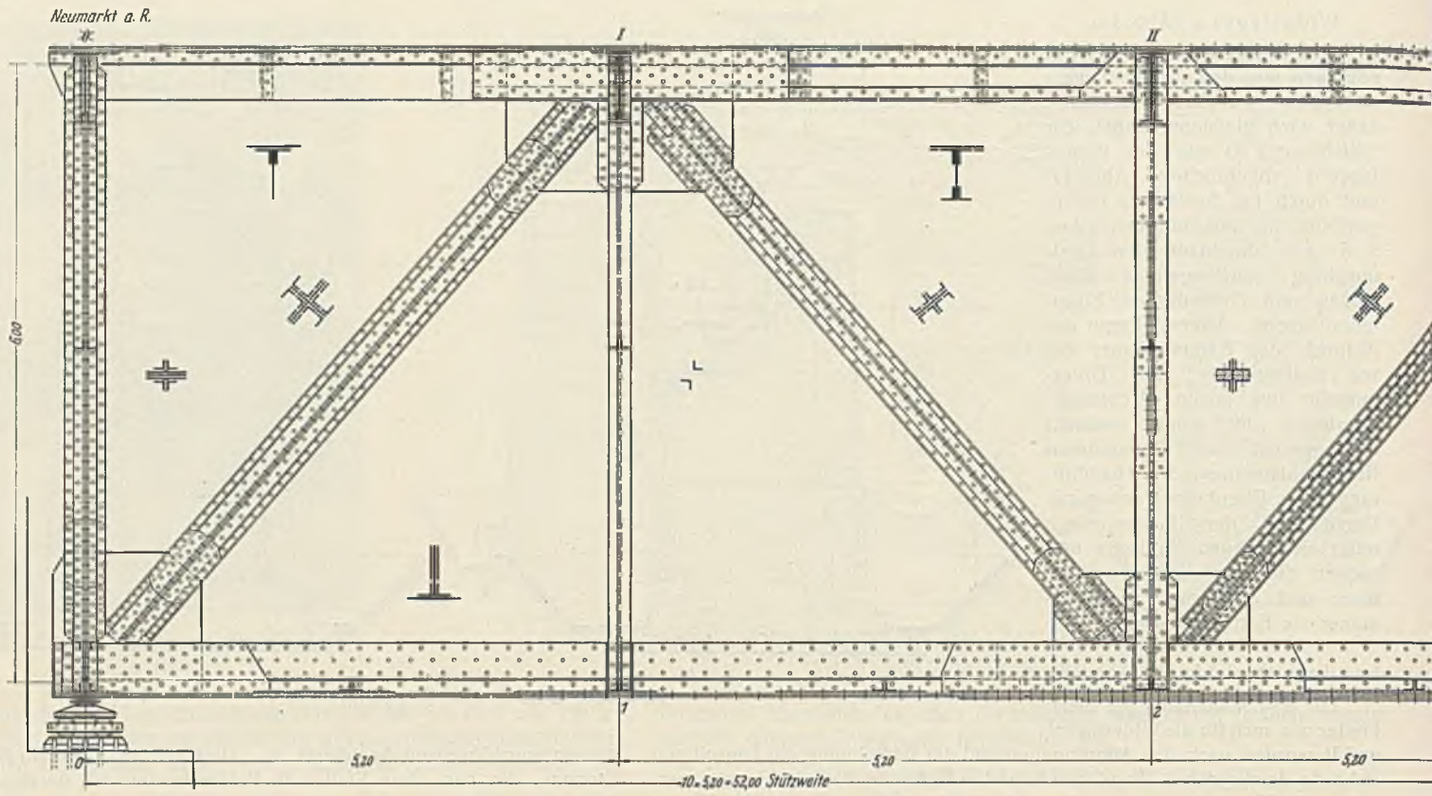


Abb. 22. Hauptträger

Gruppenpfeiler V.

Dieser liegt zwischen den kleinen Flutöffnungen und den großen Stromöffnungen und mußte nach Abb. 20 in seinem oberen Teil ganz erneuert werden. Die beiden Granitauflager wurden durch Eisenbetonplatten ersetzt und die flußseitige Mauervorlage durch eine vorgesetzte und nach rückwärts verankerte Eisenbetonwand verstärkt. Die noch sichtbaren Mauerwerkflächen erhielten einen Torkretputz.

Sämtliche sichtbaren Betonflächen der Verstärkungskonstruktionen wurden leicht gestockt.

B. Die neuen Stahlüberbauten.

1. Stromöffnungen.

Wie schon erwähnt, wurden, um das Widerlager II günstiger zu belasten, die Auflager des letzten Überbaues gegenüber der alten Anordnung um 1,6 m nach außen verlegt. Die neuen Stromöffnungen erhielten also die Stützweiten 2×52 m + 53,6 m. Da die Pfeiler- und Widerlagerköpfe ohnehin erneuert wurden und man hinsichtlich der Konstruktionsunterkante nicht beengt war, wurde den Hauptträgern in Parallelfachwerkform eine Netzhöhe von 6 m gegeben, während die alten Überbauten eine Netzhöhe von 5 m über den Auflagern und von 8 m in Trägermitte aufwiesen. Bei den neuen Überbauten beträgt demnach das Verhältnis der Netzhöhe zur Stützweite 1 : 8,93 bzw. 1 : 8,67.

Der Hauptträgerabstand wurde zu 3,2 m gegenüber 2,8 m bei den alten Überbauten angenommen. Der Abstand der Konstruktionsunterkante vom Wasserspiegel der Isar bei MW (+ 389,95) beträgt 6,40 m.

Die Hauptträger erhielten ein Strebenfachwerk mit blinden bzw. Zugpfosten und ohne Zwischenfachwerk. Die Stützweiten wurden in zehn Felder zu je 5,36 m bzw. 5,2 m Weite aufgeteilt, so daß die Strebenneigung 48° bzw. 49° beträgt. Die Fahrbahn wurde oben, aber zwischen die Obergurte der Hauptträger versenkt, angeordnet (Abb. 21).

Als Baustoff wurde St 37 gewählt, weil durch Verwendung von St 52 bei den in Betracht kommenden mittleren Stützweiten keine ins Gewicht fallende Ersparnis an Kosten zu erwarten war.

Die Hauptträger erhielten einwandige Ausbildung, was besonders mit Rücksicht auf die Fahrbahnanordnung günstig war, weil sich eine möglichst mittige Lastabgabe an die Hauptträger ergab.

Die einwandige Ausbildung hat den weiteren Vorteil besserer Zugänglichkeit der Stabanschlüsse und damit erleichterter Nietung in Werkstatt und auf Baustelle und günstigerer Unterhaltungsmöglichkeit.

Im Bereich der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft wurden in den letzten Jahren zwar die meisten Brücken mit über 65 m Stützweite mit zweiwandigen Hauptträgern ausgeführt. Anderseits erhielten die neue Mainbrücke bei Wertheim mit 68 m Stützweite und sogar ein 74 m weit gespannter Überbau der Donaubrücke bei Passau und zweigleisige Bauwerke, wie die zur Zeit in Bau befindliche Donaubrücke bei Walhallastraße in Regensburg, einwandige Hauptträger. Es hat sich gezeigt, daß die Befürchtung mangelnder Seitensteifigkeit namentlich bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn oder mit oberem durchlaufendem Verbande unbegründet ist und auch die Anschlüsse der Füllstäbe nicht untunlich lang werden.

Bei der neuen Isarbrücke wurde ein oberer durchlaufender waagerechter Verband nicht eingebaut und die Ableitung der waagerechten Kräfte durch senkrechte Querverbände in jedem Knotenpunkte vorgenommen. Infolgedessen ist die senkrechte Wirkung aus waagerechten Kräften erheblich und bei den meisten Hauptträgerstäben für die Bemessung die Belastung einschließlich der Wind- und Zusatzkräfte maßgebend.

Als Verkehrslast ist der Lastenzug N eingeführt.

Abb. 22 zeigt die Hauptträger der 53,6-m-Öffnung. Die 52-m-Öffnungen erhielten trotz der etwas geringeren Stabkräfte und Biegungsmomente in allen Teilen die gleiche Bemessung wie die 53,6-m-Öffnung.

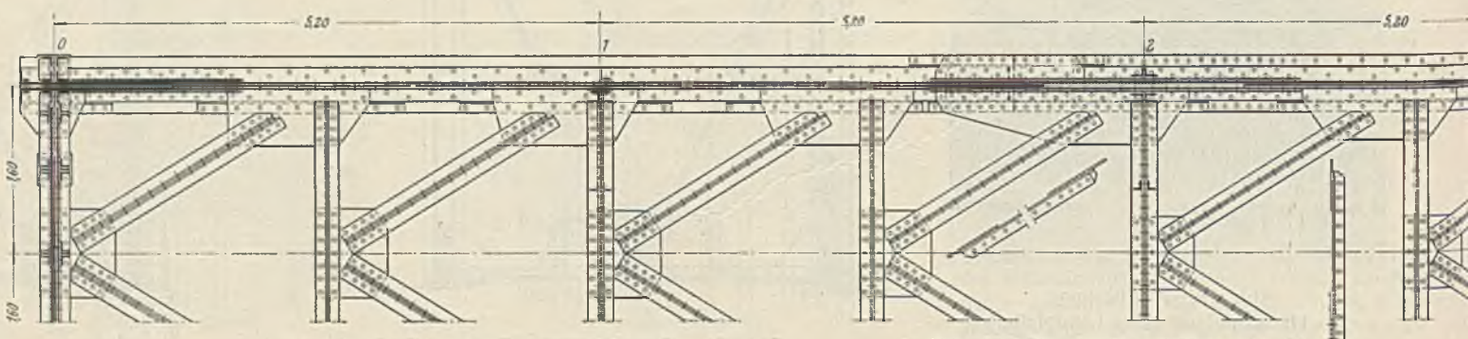
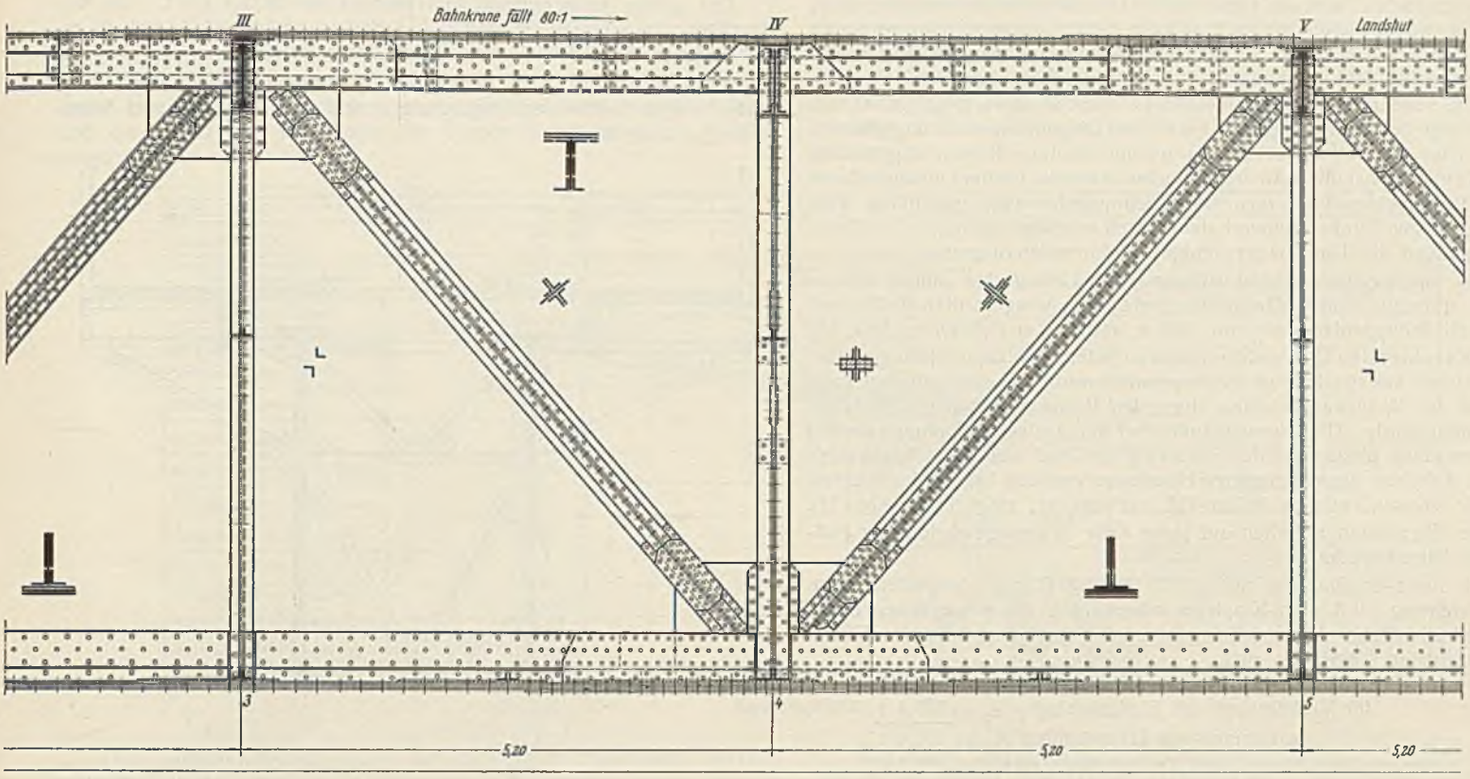


Abb. 24. Draufsicht auf Untergurt-



der Fachwerküberbauten.

Die Durchbiegung aus der Verkehrslast beträgt bei dem 53,6-m-Überbau 3,90 cm $= \frac{1}{1375}$, bei den 52-m-Überbauten 3,52 cm $= \frac{1}{1480}$ der Stützweite. Die Überhöhung wurde bei allen drei Überbauten zu 32 mm gewählt. Wie schon erwähnt, ist der Fahrbahnrost zwischen den Obergurten der Hauptträger angeordnet. Um einerseits unzulässige Querträgerabbiegungen zu verhüten, anderseits eine größere Anzahl von Dehnungsfugen zu vermeiden, wurden auch bei diesem Bauwerk steife, waagerechte Querscheiben, und zwar in den Endfeldern eingebaut, die die Längsträger zwingen, die Längenänderungen der Hauptträgerobergurte mitzumachen, und gleichzeitig als Bremsverbände dienen (Abb. 23).

Längs- und Querträger erhielten die gleiche Höhe, so daß die Längsträgerstränge mit oberen und unteren Kontinuitätslaschen ausgebildet werden konnten. Die durch die Beteiligung der Fahrbahnlängsträger an der Aufnahme der Obergurtstabkräfte hervorgerufene Entlastung wurde bei der Bemessung der Hauptträgerobergurte nicht berücksichtigt.

Das System der Querscheiben wurde auch bei der neuen Rheinbrücke Ludwigshafen—Mannheim[1]) wie bei einer größeren Anzahl Brücken mittlerer Stützweite in den letzten Jahren angewandt.

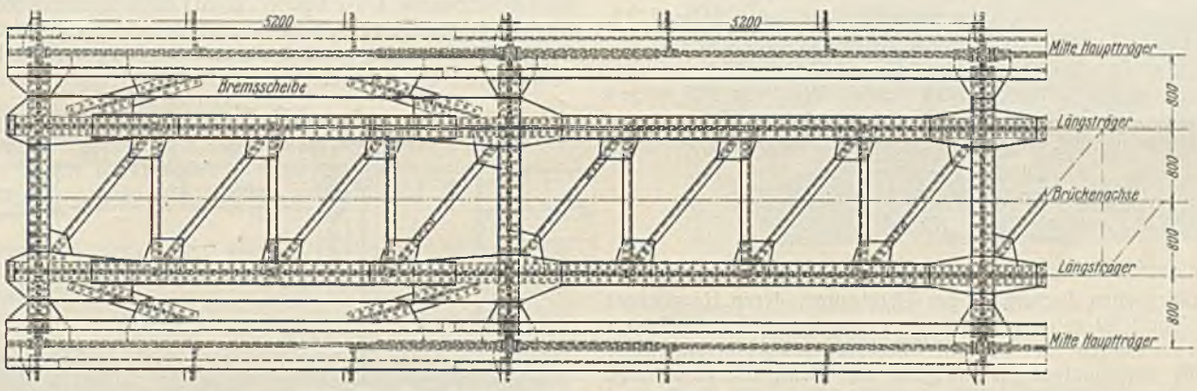
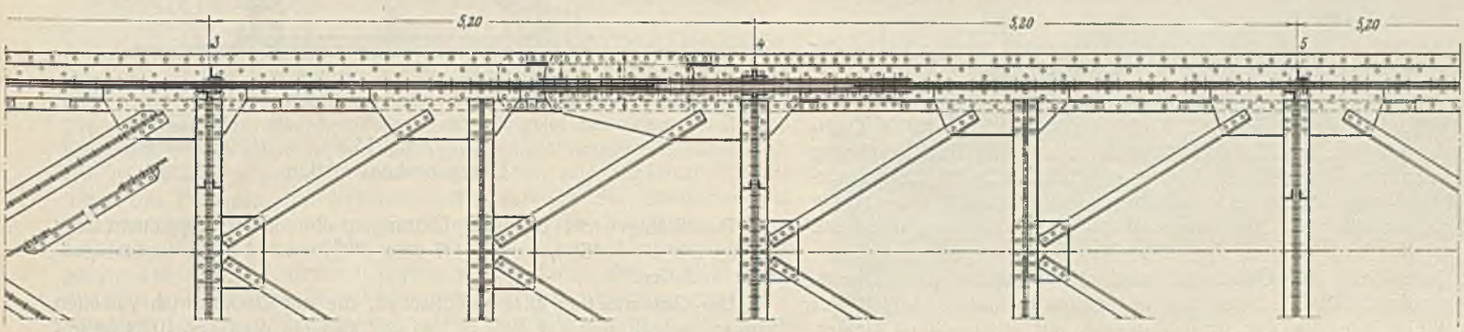


Abb. 23. Draufsicht auf Fahrbahn der Fachwerküberbauten.

[1]) Vgl. Weidmann, Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim. Bauing. 1932, S. 2. — Burger, Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim. Bautechn. 1931, Heft 38, S. 547; 1932, Heft 6, S. 61, Heft 8, S. 87, und Heft 45, S. 595.



verband der Fachwerküberbauten.

Zwischen den Fahrbahnlängsträgern ist ein Schlingerverband eingebaut, und zwar ebenso wie die in den Endfeldern mit ihm zusammen konstruierten Endscheiben in der Ebene der Längsträgerobergurte. Für das System der Ausfachung des Schlingerverbandes wurde nicht das übliche reine Strebenfachwerk, sondern ein unsymmetrisches Ständerfachwerk mit über die ganze Länge des Überbaues gleich gerichteter Diagonalenanordnung gewählt. Nach beim Zentralbauamt der Gruppenverwaltung Bayern angestellten Untersuchungen hat diese Ausfachung ebenso wie das bei der Ludwigshafener Brücke[1]) in diesem Falle verwendete Schuppenfachwerk gegenüber dem üblichen reinen Strebenfachwerk den Vorteil erheblich geringerer seitlicher Verbiegungen der Längsträger infolge der Formänderungen.

Der waagerechte Verband zwischen den Untergurten nimmt die gesamten quer zur Brückenlängsachse gerichteten waagerechten Kräfte auf. Er erhielt Schuppenfachwerk mit 2,68 m bzw. 2,6 m Feldweite (Abb. 24).

Die senkrechten Querverbände sind an jedem Knotenpunkte angeordnet und bestehen aus zweifeldrigem Schuppenfachwerk, wobei auf günstige Lage des auf der Mittelwaagerechten liegenden Besichtigungssteges Rücksicht genommen wurde. Die Querverbände über den Auflagern (Endquerrahmen) erhielten einen biegungssteifen unteren Riegel und wurden so konstruiert, daß ein Abheben des unbelasteten Überbaues von den Lagern durch untergestellte Pressen, wie es in der GE verlangt ist, möglich ist (Abb. 21).

Die Überbauten erhielten auf jeder Seite den vorgeschriebenen Fußweg für Dienstzwecke.

Die Auflager sind aus Stg 52.81 S bzw. St C 35.61 hergestellt. Sie sind durchweg als Linien-Kipplager ausgebildet, die beweglichen Lager als Zweirollenlager. Die größten senkrechten Auflagerdrücke des 53,6 m weit gestützten Überbaues sind:

für Eigenlast $A_g = 68{,}0$ t
für Verkehrslast mit Stoßzuschlag $\varphi A_p = 239{,}4$ t
zusammen aus Hauptkräften $A_H = 307{,}4$ t
zusammen aus Haupt- und Zusatzkräften max $A = 376{,}2$ t.

Die Auflagerfläche ist 80 × 80 cm groß. Die Standsicherheit ist 3,1 fach in unbelastetem und 1,9 fach in belastetem Zustande.

Für Besichtigungs- und Unterhaltungszwecke ist je ein 1,2 m breiter Revisionssteg 500 mm über Unterkante des unteren Verbandes und rund 1800 mm unter Unterkante Querträger angeordnet. Die Stege bestehen aus je drei Längsträgern ⊏ 12 mit aufgelegten Flacheisen 80 · 5 mit 40 mm Lichtabstand. Am Gruppenpfeiler V und Widerlager II sind Zugangsleitern vorgesehen. Auf Besichtigungswagen wurde verzichtet.

Das Stahlgewicht der drei Öffnungen beträgt 2 × 239 + 244 = 722 t, wovon 709 t auf St 37 und 13 t auf die Stahlgußlager entfallen.

Der Gesamtbetrag aller Eisenflächen, die mit Deckanstrich versehen wurden, beläuft sich auf 6757 m², so daß sich ein Wert von 9,36 m² je t Konstruktion ergibt.

Die Bauziffer gemäß BE, Anlage 1, errechnet sich für den 53,6-m-Überbau zu

$$\frac{80\,781{,}1}{\sum \frac{S\,s\,7{,}85}{\sigma_{zul}\,10\,000}} = 2{,}05.$$

2. Flutöffnungen.

An Stelle der alten Fachwerkträger-Überbauten, deren Hauptträger eine Netzhöhe von 2,80 m über den Auflagern und von 5 m in Trägermitte aufwiesen, wurden für die fünf Öffnungen von 32 m Stützweite Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern eingebaut, die einwandige Ausbildung mit 2,80 m Wandblechhöhe erhielten, so daß das Verhältnis der Wandblechhöhe zur Stützweite 1 : 11,5 beträgt. Der Hauptträgerabstand ist mit 1,90 m gegenüber 2,80 m bei dem alten Bauwerk angenommen.

Eine Fahrbahn wurde nicht angeordnet, weil unmittelbare Lagerung der Schwellen auf den Hauptträgern gewählt wurde. Bei dieser Anordnung ist die Konstruktion mit vollwandigen Hauptträgern auch bei dieser großen Stützweite noch wirtschaftlich.

Als Baustoff wurde St 37 gewählt. Als Verkehrslast ist der Lastenzug N eingeführt.

Das größte Biegungsmoment aus Hauptkräften beträgt 1257,2 tm, den Querschnitt zeigt Abb. 25.

Die Durchbiegung aus der Verkehrslast beträgt 2,76 cm = $\frac{1}{1160}$ der Stützweite. Die Überhöhung wurde zu 21 mm gewählt.

Ober- und Untergurte sind durch waagerechte Verbände mit einfachem Strebenfachwerk verspannt. Außerdem sind acht lotrechte Querverbände angeordnet, die Schuppenform erhielten, um den Durchgang auf dem untenliegenden Besichtigungssteg zu erleichtern. Die Endquerverbände, die ebenfalls Schuppenform haben, sind so konstruiert, daß ein Abheben des unbelasteten Überbaues von den Lagern durch untergestellte Pressen möglich ist.

Auf jeder Seite der Überbauten sind die vorgeschriebenen Dienststege angeordnet. Die Auflager sind aus gleichem Material und in der gleichen Weise wie die der Stromöffnungen, nur entsprechend kleiner, ausgebildet.

Der größte Auflagerdruck aus Hauptkräften beträgt 198 t. Die Auflagerfläche ist 70 × 70 cm groß. Die Standsicherheit ist 3,1 fach in unbelastetem und 1,66 fach in belastetem Zustande.

Die 1,10 m breiten, im Innern der Überbauten zwischen den Untergurten angeordneten Besichtigungsstege sind wie die Stege der Stromöffnungen ausgebildet.

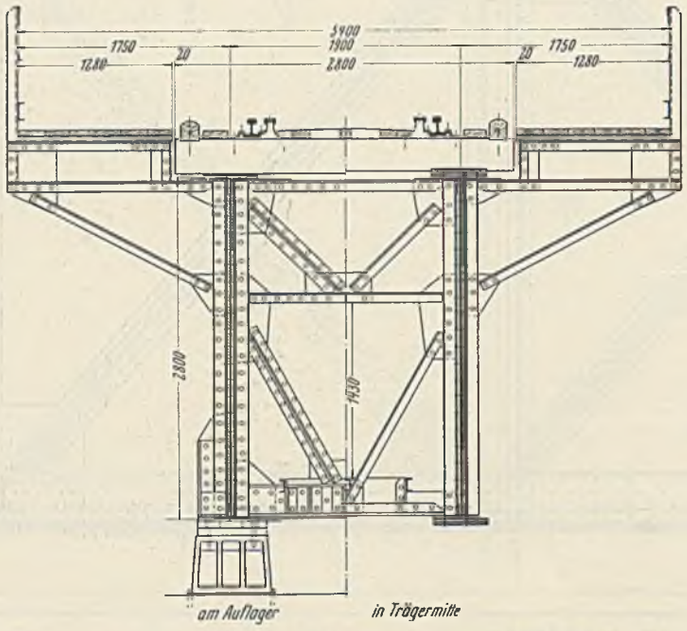


Abb. 25. Querschnitt der Blechträgerüberbauten.

Am Widerlager I ist eine Zugangsleiter angeordnet, über dem Gruppenpfeiler V ist eine Übergangskonstruktion vorgesehen (Abb. 26), die die Überführung des Oberbaues von den Hauptträgern des letzten Blechträgerüberbaues zu den Längsträgern des ersten Fachwerküberbaues vermittelt. Sie besteht aus zwei durch einen waagerechten Verband verspannten I 36, die am Fachwerküberbau beweglich auf Längsträgerkonsolen und am Blechträgerüberbau fest auf einem Querträger aus ⊐⊏ 20 angeschlossen sind. Die genaue Ablängung geschah erst nach der fertigen Aufstellung der beiden verbundenen Überbauten.

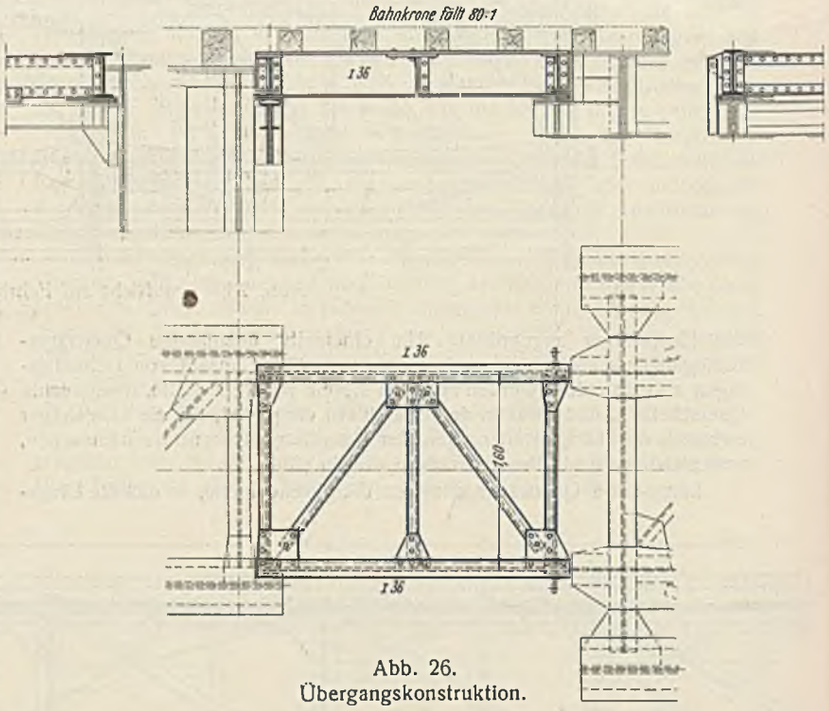


Abb. 26.
Übergangskonstruktion.

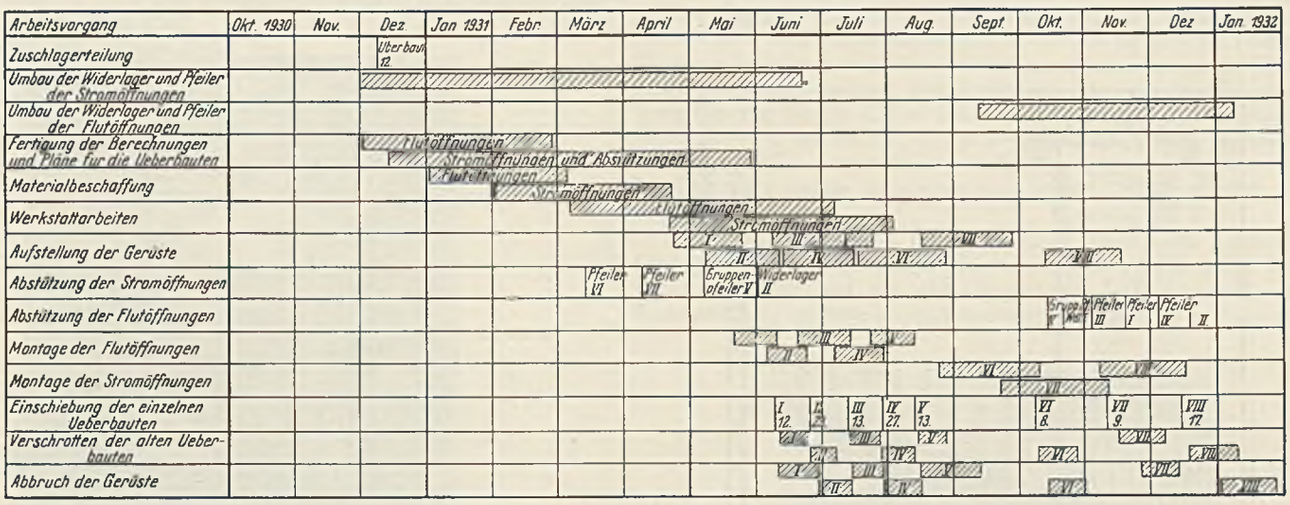
Das Stahlgewicht der fünf Öffnungen ohne Übergangskonstruktion beträgt 5 × 93 = 465 t, wovon 447 t auf St 37 und 18 t auf die Stahlgußlager entfallen.

Der Gesamtbetrag aller Eisenflächen, die mit Deckanstrich versehen wurden, beläuft sich auf 4804 m², so daß sich ein Wert von 10,34 m² je t Konstruktion ergibt.

C. Abstützung und Montage.

Die Auswechslung der Stahlüberbauten mußte ebenso wie die Verstärkung der Pfeiler und Widerlager ohne Störung des Betriebes auf der eingleisigen Strecke ausgeführt werden. Es wurden daher die neuen Überbauten in Zugpausen gegen die bestehenden ausgewechselt und die Pfeiler und Widerlager zum Umbau durch besondere Abstützkonstruktionen entlastet.

der Überbauten mit Druckwasser-Hebeböcken an Stelle der Auflager unter den alten und neuen Überbau gesetzt wurden, während nach dem Einschieben genau so die Stahlwalzen gegen die neuen Auflager ausgewechselt wurden. Abb. 29 zeigt den Vorgang des Absetzens der neuen Hauptträger des Überbaues V, während bei Überbau IV alles zum Auswechseln vorbereitet ist und bei Überbau III das Auswechseln schon vorgenommen wurde.



Bauprogramm.

Diese Arbeitsvorgänge griffen für die einzelnen Öffnungen übereinander und gehen aus dem vorstehenden Bauprogramm hervor, das die Tage der Auswechslung der Überbauten und die Dauer der einzelnen Abstützungszeiten angibt.

Begonnen wurde mit der Auswechslung der Flutöffnungsüberbauten, bei denen infolge der vollwandigen Ausbildung der neuen Hauptträger die Abstützungen zweckmäßig nach der Auswechslung vorgenommen wurden.

Bei den Stromöffnungen wurden dagegen die Abstützungen vor der Auswechslung vorgenommen, weil die neuen Überbauten eine erheblich größere Konstruktionshöhe als die alten erhielten und daher ohnehin vor der Auswechslung die Widerlager- und Pfeilerköpfe abgebrochen werden mußten.

Die einzelnen Vorgänge spielten sich wie nachstehend beschrieben ab:

1. Montage der Flutöffnungen.

Die vollwandigen Hauptträger der neuen Überbauten, die jeder 37 t wogen, wurden in den Werkstätten vollständig zusammengebaut und auf zwei Tiefladewagen verladen zum Versand gebracht (Abb. 27).

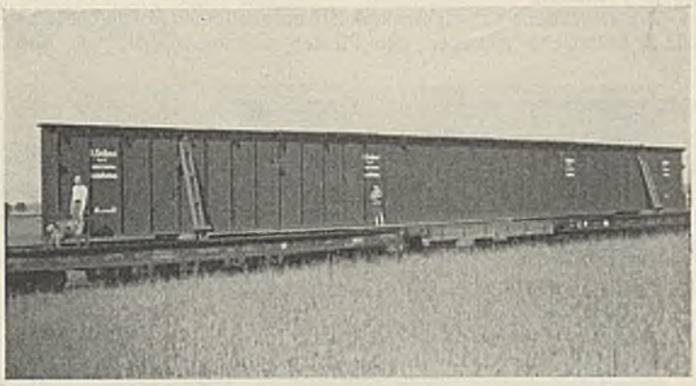


Abb. 27. Hauptträger eines Blechträgerüberbaues beim Versand.

Auf der Baustelle waren vorher ein Absetzgerüst auf der Oberstromseite und ein Demontagegerüst auf der anderen Seite des alten Überbaues aufgeschlagen. Beide Gerüste waren durch Verschubbahnen verbunden. Die ankommenden Hauptträger wurden mit zwei über dem in Betrieb befindlichen alten Überbau und dem Absetzgerüst stehenden Portalkranen von den Wagen abgehoben, seitlich verschoben und abgesetzt. Darauf folgte das Einbauen der Verbände, das Aufbringen des Oberbaues und das betriebsfertige Herrichten des Überbaues. Die Portalkrane wurden unbelastet in die nächste Öffnung verschoben, und die Auswechslung gegen den fertigen, neuen Überbau wurde durch gleichzeitiges Ausschieben des alten und Einschieben des neuen Überbaues in einer dreistündigen Zugpause durchgeführt. Das Verschieben wurde auf Stahlwalzen bewirkt (Abb. 28), die vor dem Einschiebevorgang durch Anheben

Die alten Überbauten wurden nach dem Ausfahren an jedem Knotenpunkte unterstützt und autogen zerschnitten. Der Schrott wurde mit einem Schwenkmast auf Bahnwagen verladen.

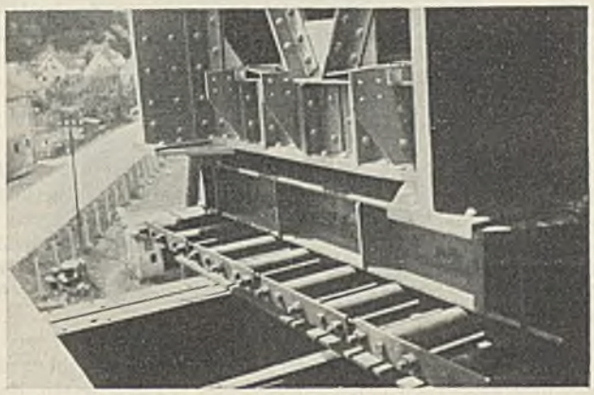


Abb. 28. Verschubvorrichtung für Flutöffnung.

Während noch diese Auswechslungsarbeiten im Gange waren, wurde

2. die Abstützung der Stromöffnungen

begonnen und durchgeführt.

Zuerst wurden die Pfeiler VI und VII umgebaut. Hierzu wurden die jeweils zugehörigen alten Fachwerküberbauten unterfangen.

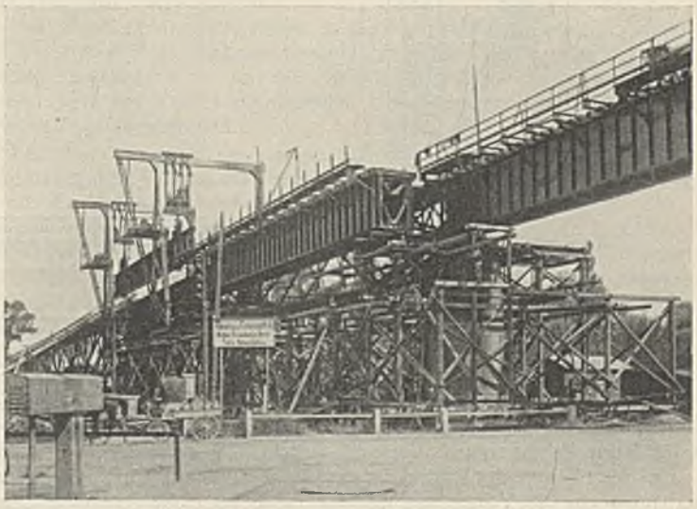


Abb. 29. Montage der Flutöffnungen.

Um diese anheben zu können, mußte ein besonderer Anhebebock konstruiert werden, weil die Gelenkbolzenkonstruktion es unmöglich machte, die Endknotenpunkte der Überbauten zum Anheben zu benutzen.

Der Anhebebock mußte so angeordnet sein, daß er nicht nur das Entfernen der alten Lagerstühle, sondern auch das Einbringen des schweren durchgehenden Riegels der eigentlichen Abfangrahmen ermöglichte, der in der Ebene des Endquerträgers angeordnet sein mußte. Der Bock mußte also gegenüber den Auflagerpunkten nach Pfeilermitte verschoben werden, wodurch es nötig wurde, auskragende Träger I 40 anzuordnen, die die Last auf die beiden letzten Querträger und durch diese auf die Hauptträger übertrugen. Diese auskragenden Träger wurden gleich als Laufkatzenträger für das Einfahren der Riegel der Abfangrahmen benutzt (Abb. 30).

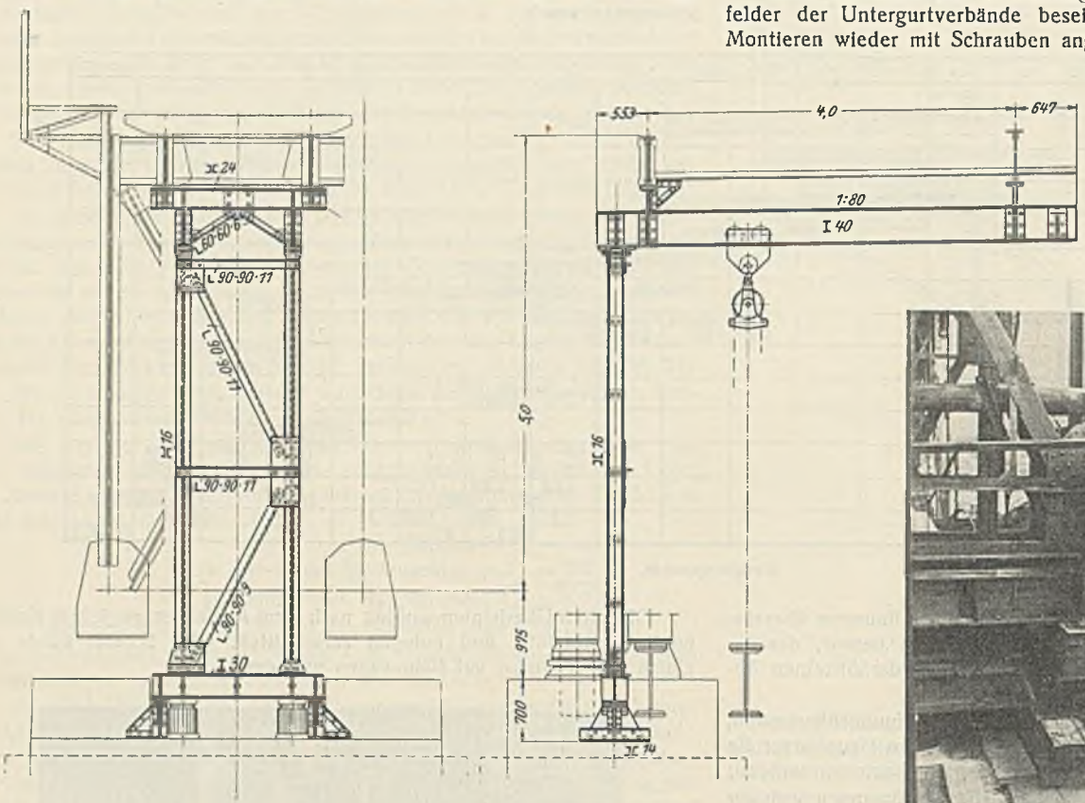


Abb. 30. Anhebebock für alte Stromüberbauten.

Nach dem Abheben der Überbauten und Entfernen der Lager wurde der Riegel eingebracht, auf die Pfosten, die nebst den zugehörigen Querverbänden unterdessen auf beiden Pfeilerseiten montiert waren, abgesetzt und mit diesen, den Diagonalen und dem alten Überbau verbunden.

Schwierigkeiten machte die starke Beengung im Platz. Es wurden daher die alten Granitauflagerquader hart neben den Lagern schon vor dem Einbringen der Abfangrahmen gespalten und teilweise entfernt, um für die Aufstellung des Anhebebockes und der Anhebepressen genügend Platz zu erhalten.

Beim Einfahren der Rahmenriegel mußten die Diagonalen der Endfelder der Untergurtverbände beseitigt werden; sie wurden nach dem Montieren wieder mit Schrauben angeschlossen.

Nach dem Umbau der Pfeilerköpfe wurden die Abfangrahmen auf die gleiche Weise wieder entfernt und durch Eichenholzstapel ersetzt. Diese hatten infolge der Vergrößerung der Systemhöhe bei den neuen Fachwerküberbauten gegenüber den alten und die durch bedingte Senkung der Pfeiler-Oberkante eine Höhe von 1300 mm. Um sie standsicherer zu gestalten und gegeneinander festzulegen, wurden die später zum Auswechseln benötigten Verschubträger gleich mit eingebaut (Abb. 31).

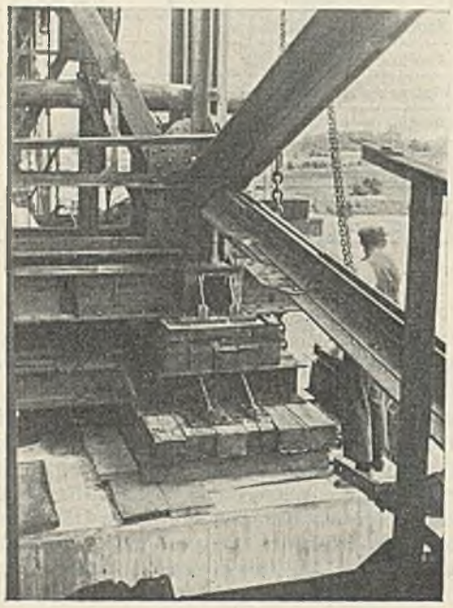


Abb. 31. Unterstapelung mit eingebautem Verschub- und Rollträger.

Die Riegel der als Zweigelenkrahmen ausgebildeten Abfangböcke hatten 5,83 m Stützweite zwischen den Pfosten und bestanden, wie Abb. 32 zeigt, aus I P 70 mit aufgenieteten Deckflacheisen 350 · 18 und 350 · 10. Die Pfosten hatten 3,20 m Höhe und einwandigen aus Breiteisen und Winkeleisen zusammengesetzten Querschnitt. Die Druckübertragung vom Riegel auf die Pfosten geschah durch Stahlgußlager.

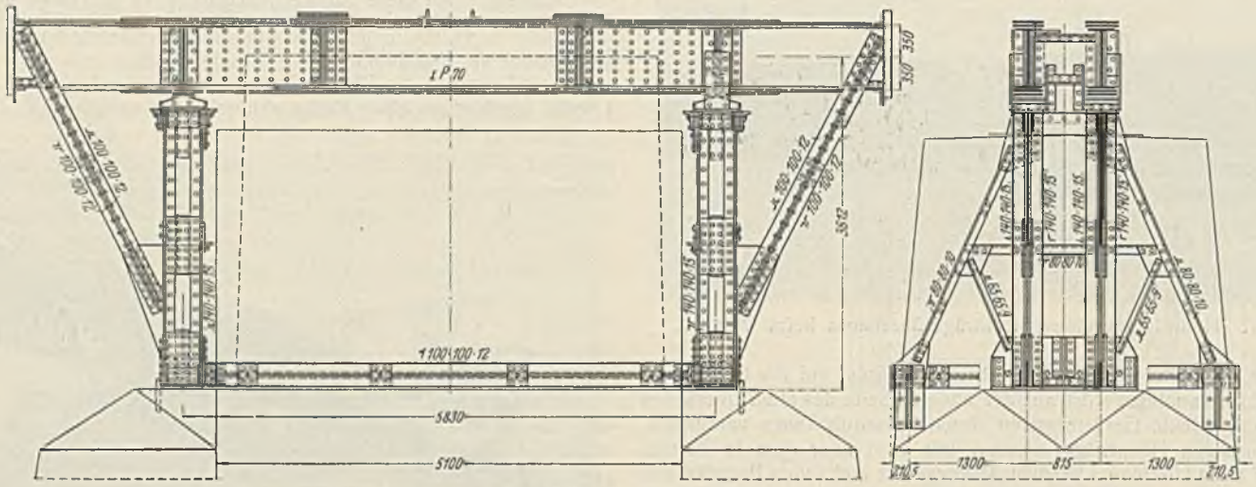


Abb. 32. Abfangrahmen.

Hierauf folgte genau der gleiche Anhebevorgang beim Nachbarüberbau; nach beendeter Montage des hierzu gehörigen Abfangrahmens wurden beide Rahmen durch Verbände miteinander verspannt.

Erst jetzt konnte der Pfeilerkopf umgebaut werden, während die alten Überbauten auf die Vorsprünge des bis zu dieser Höhe fertiggestellten Pfeilers abgestützt blieben.

Die Verankerung der Rahmen mit dem Mauerwerk wurde sorgfältig ausgeführt. Ebenso mußte die Ableitung der waagerechten Kräfte in den

verschiedenen Bauzuständen, die während der Montage der Abstützkonstruktion vorübergehend auftraten und für die Dauer der Abstützung sich ergaben, genau verfolgt werden.

Es folgte die Abstützung des Fachwerküberbaues VI am Gruppenpfeiler V. Die Montage der Abstützkonstruktion wurde genau in der gleichen Weise wie bei Pfeiler VI und VII durchgeführt. Der Abstützrahmen selbst wurde umgearbeitet. Der Riegel konnte Verwendung finden, die Pfosten erhielten etwa 7,10 m Höhe und entsprechend stärkere Aus-

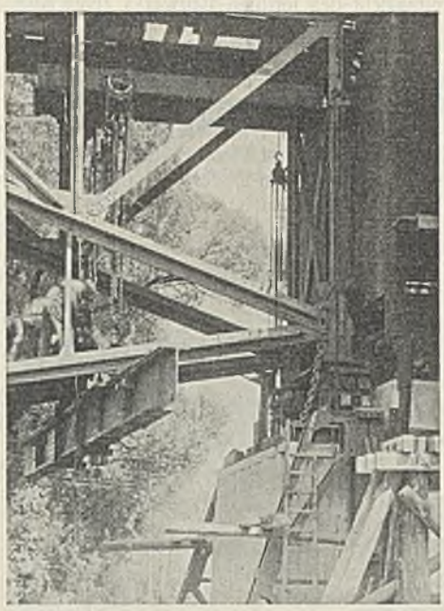


Abb. 33. Ausbau des Riegels des Abfanggerüstes beim Gruppenpfeiler V.

bildung. Abgestützt wurde auf die Oberfläche des alten Pfeilerfundamentes. Der Rahmen übertrug die senkrecht zur Brückenachse auftretenden waagerechten Kräfte auf den Pfeiler selbst durch Anlehnung der schräg gestellten Pfosten gegen den bereits vorher fertiggestellten Mantelbeton (Abb. 33).

Zum Schluß wurde die Abstützung beim Widerlager II ausgeführt. Hier konnte, weil die Auflagerpunkte des neuen Überbaues 1,635 m tiefer im Kammermauerwerk lagen als die des alten Überbaues, auf die Verwendung eines Abfangrahmens verzichtet und die Abstützung unmittelbar auf das Widerlagermauerwerk vorgenommen werden. Während der Ausführung der Auflagerbank wurden auftretende waagerechte Kräfte in Brückenlängsrichtung durch einbetonierte Druckstützen auf das Kammermauerwerk übertragen.

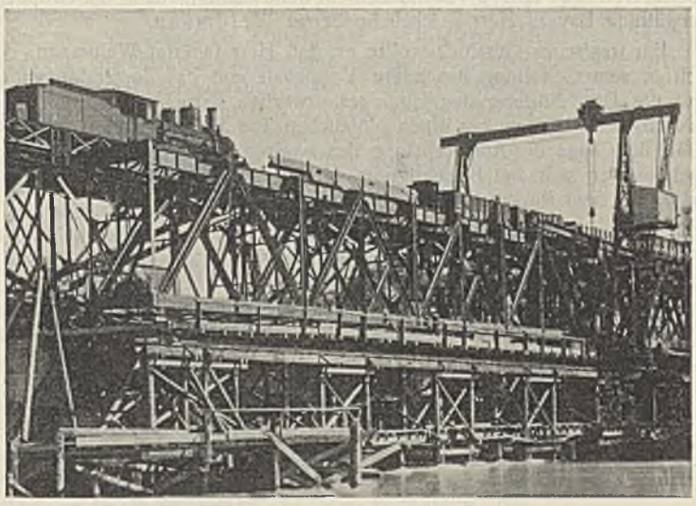


Abb. 34. Montierkran in einer Stromöffnung.

Die alten Überbauten wurden auch beim Gruppenpfeiler V und Widerlager II, sobald der Umbau und die Herstellung der Auflagerbänke beendet war, durch Stapel unterstützt, die aus Eichenholzklötzen unter gleichzeitiger Verwendung der zum Auswechseln benötigten Verschubträger hergestellt wurden.

3. Die Montage und Auswechslung der Stromöffnungen.

Während die Abstützungsarbeiten im Gange waren, wurde auf der stromaufwärts gelegenen Seite des bestehenden Bauwerkes ein Montagegerüst und auf der stromabwärts gelegenen Seite ein Demontagegerüst erstellt. Die aus Einzelböcken mit je zehn gerammten Pfählen bestehende Unterrüstung wurde für alle Öffnungen hergestellt, die Oberrüstungen, bestehend aus aufgesetzten Böcken, eisernen Trägern und Gerüstdielen, wurden dagegen nur für einen Teil hergestellt und mehrfach umgesetzt. Auf die fertig hergestellte Montagerüstung wurde ein elektrisch betriebener, fahrbarer Portalkran installiert, mit dessen Hilfe die neuen Überbauten zusammengebaut wurden. Die Entfernung von den bestehenden Überbauten betrug hierbei 4,95 m von Achse bis Achse. Der Portalkran hatte eine Stützweite von 9,42 m, so daß er über das in Betrieb bleibende Gleis herübergriff. Das ankommende Material wurde in Zugpausen von der Laufkatze des Kranes abgehoben und auf das Montagegerüst abgesetzt (Abb. 34).

Die Montage geschah in der üblichen Weise. Die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger wurden erst nach Freisetzung des Überbaues abgenietet, um von den Längsträgern Zusatzspannungen aus der Beanspruchung der Obergurte fernzuhalten; aus ähnlichen Gründen wurde

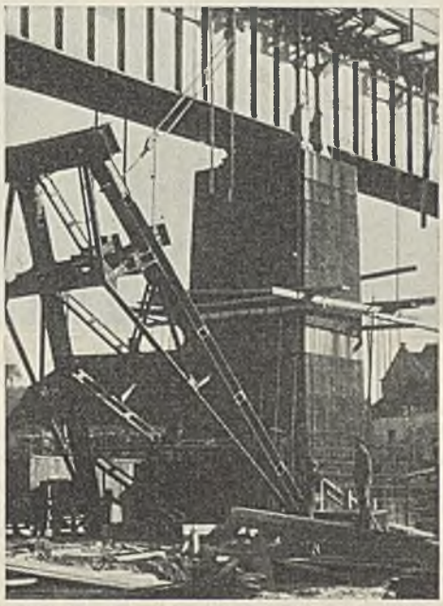


Abb. 35. Aufstellung eines Abstützbockes. Die im Mantelbeton verbleibenden Endstücke der Abstützpfosten sind sichtbar.

ein Teil der Anschlüsse des Untergurtverbandes erst später genietet. Ebenso wie bei der neuen Rheinbrücke in Ludwigshafen wurden zur Verbesserung der Verteilung der Anschlußkräfte auf die Niete auch bestimmte Niete der Hauptträgeranschlüsse erst nach dem Freisetzen der fertiggestellten Überbauten geschlagen.

Nach Beendigung der Montage eines neuen Überbaues wurde die Auswechslung gegen den alten Überbau durch seitliches Verschieben in einer Zugpause vorgenommen.

Der Montierkran wurde vorher in die Nachbaröffnung verschoben und erst später nach dem Zusammenbau des nächsten Überbaues in die erste Öffnung zurückgebracht, um mit Hilfe eines auf der stromabwärts gelegenen Seite des Kranes angebrachten Auslegers den alten Überbau zur Verschrottung abzubrechen.

Für die Aufnahme des ausgeschobenen alten Überbaues auf das Demontagegerüst mußten auf diesem besondere Böcke angeordnet werden, um auf die Krümmung des Untergurtes Rücksicht zu nehmen.

Die eigentliche Verschubvorrichtung bestand aus einer Reihe von Stahlwalzenpaaren, die beim Verschieben wiederholt umgelegt wurden. Die Rollen waren zwischen den schon vorher verlegten Verschubträgern aus Breitflanschträgern und den an den alten und neuen Überbauten befestigten Rollträgern angeordnet.

Die Bewegung geschah mit Handwinden, die auf ausgebauten Podesten angebracht waren.

Die Stahlwalzen wurden nach dem Abheben der Überbauten mit Druckwasser-Hebeböcken, wobei bei dem alten Überbau wiederum von der beschriebenen, besonderen Hebebockkonstruktion Gebrauch gemacht wurde, und nach dem Entfernen der Stapel untergelegt und ebenso nach dem Einschieben entfernt. Nach dem Absetzen des alten Überbaues auf die Verschubbahn und des neuen Überbaues auf die Lager folgte das genaue

Einrichten, während die Gleisanschlußarbeiten durch die Arbeitskolonne der Reichsbahn ausgeführt wurden. Zur Verfügung stand eine Zugpause von $9^1/_2$ Uhr bis 16 Uhr.

An Zeit für die Vorbereitung (Anheben des alten Überbaues, Wegnehmen der Lagerstühle, Sprengen und Entfernen der Quader, Herrichtung der Verschubbahn und Ablassen des alten Überbaues auf sie) wurden 100 min, für den eigentlichen Verschiebevorgang 10 min und für das Einrichten (Setzen der Lager, Ablassen des neuen Überbaues auf sie, Ausrichten) 180 min gebraucht, zusammen 4 Std. 50 min.

Zerlegung und Verschrottung der alten Überbauten erfolgte wie bei den Überbauten der Flutöffnungen.

Während der Montage und Auswechslung der Fachwerküberbauten wurde

4. Die Abstützung der Blechträger-Überbauten

ausgeführt.

Dieser Arbeitsvorgang entsprach grundsätzlich dem bei der Abstützung der Fachwerküberbauten angewendeten. Die zur Verwendung kommenden Abstützgerüste unterschieden sich dadurch, daß die Abfangriegel in Brückenlängsrichtung angeordnet waren und sich frei aufliegend auf die entsprechend dem Pfeileranzug schrägstehenden Pfosten abstützten. Die Riegel konnten wegen der beschränkten Bauhöhe nur 45 cm hoch ausgebildet werden. Die Pfosten waren so konstruiert, daß die anfallenden waagerechten Kräfte auf das Pfeilermauerwerk übertragen wurden. Hierbei wurde von der bauseitigen Behörde die Abstützung auf das bestehende, alte Backsteinmauerwerk verlangt. Da die Ummantelung in einem Arbeitsgange durchgeführt werden mußte, wurden die zum Abstützen benötigten Glieder der Pfosten mit geschraubten Stößen versehen. Nach dem Pfeilerumbau wurden die Stöße gelöst, und während das Abstützgerüst am folgenden Pfeiler Verwendung fand, verblieben die Endstücke im Mantelbeton und wurden für den nächsten Pfeiler neu angefertigt (Abb. 35).

Die Abstützkonstruktion wurde ähnlich wie bei den Fachwerküberbauten angebracht, jedoch war das Anheben der Überbauten infolge der nach modernen Grundsätzen vorgenommenen Ausbildung wesentlich einfacher als das der alten Fachwerküberbauten.

Der Terminplan für sämtliche Arbeiten, der schon bei Beginn des Umbaues im Februar 1931 aufgestellt war, wurde genau eingehalten, bei den verschiedenen Einschiebevorgängen fast auf den Tag genau.

Nur die Termine für die Abstützungs- und Pfeilerumbauarbeiten der Flutöffnungen erfuhren eine Verzögerung, weil die Arbeiten erst später als zuerst vorgesehen vergeben werden konnten. Durch Anfertigung einer zweiten Garnitur Abstützböcke und -riegel konnte aber der eingetretene Zeitverlust fast ganz eingeholt werden, so daß die Arbeit nicht unterbrochen wurde. Da die Abstützung der Flutöffnungen erst nach der Auswechslung vorgenommen wurde, wurde die Inbetriebnahme des gesamten neuen Bauwerkes durch die späteren Abstützungsarbeiten auch nicht mehr berührt.

Eine Probebelastung fand im Anschluß an die Auswechslung des Überbaues der letzten Stromöffnung am 17. Dezember 1931 statt.

Eine Gesamtansicht des fertigen Bauwerks zeigt Abb. 36.

D. Schluß.

Die gesamten Arbeiten sind ohne jeden Unfall abgewickelt worden. Die Zusammenarbeit der am Bau beteiligten Behörden (RBD Regensburg, Reichsbahnbetriebsamt Landshut, Regierung von Niederbayern, Straßen- und Flußbauamt Landshut) und Firmen nebst deren Bauleitungen war jederzeit angenehm und von dem Gedanken geleitet, alle Schwierigkeiten gemeinsam im Interesse des Ganzen zu überwinden.

Abb. 36. Gesamtbild der Isarbrücke nach dem Umbau.
(Entnommen aus: Die Reichsbahn 1932, Heft 42.)

Sämtliche Tiefbau- und Betonarbeiten wurden durch die Wayss & Freytag AG, Niederlassung München, ausgeführt.

Von den fünf Blechträgerüberbauten wurden je zwei durch die Firmen Süddeutsche Eisengesellschaft AG, Nürnberg, und B. Seibert, G. m. b. H., Aschaffenburg, der fünfte durch die Firma Joh. Wilh. Spaeth in Nürnberg geliefert. Die Lieferung der Fachwerküberbauten, die gesamten Montage- und Abstützarbeiten einschließlich der Gerüste wurde durch die Firma B. Seibert, G. m. b. H., Aschaffenburg, besorgt, die die Rammarbeiten und Herstellung der Untergerüste an die Wayss & Freytag AG weitervergeben hatte. Die örtliche Bauleitung lag in Händen des Reichsbahnbetriebsamtes Landshut.

Als Sachbearbeiter war bei der RBD Regensburg Herr Reichsbahnoberrat Schütze tätig, als Sachdezernent beim Zentralbauamt der Gruppenverwaltung Bayern Herr Reichsbahnoberrat Weidmann.

Ein tragisches Geschick wollte es, daß Herr Oberrat Weidmann, der sich in seiner Stellung besondere Verdienste um das Zustandekommen und die Durchführung des Umbaues erworben hatte, gerade bei einem Besuch dieses Bauwerkes einen plötzlichen Tod fand. Am 9. November 1931, dem Tage der Auswechslung des zweiten Stromüberbaues, erlitt er, nachdem er sich bei Besichtigung der Arbeiten sichtlich überanstrengt hatte, auf dem Rückweg einen tödlichen Schlaganfall.

Alle Rechte vorbehalten.

Der 4. Seehafen (Erdölhafen) in Harburg-Wilhelmsburg.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Petzel und Regierungsbaurat Dettmers.

Im Wirtschaftsleben der Gegenwart spielt das Erdöl eine wichtige Rolle. Durch seine Verwendung ist eine tiefgehende Wandlung in der Energiegewinnung der Welt eingetreten. Diese Entwicklung setzte um das Jahr 1906 ein, als der Siegeszug des Verbrennungsmotors begann, der erst die überraschende Entwicklung der Luftfahrt und der Kraftwagen ermöglichte und in der Schiffahrt und bei ortsfesten Maschinenanlagen den Dampf immer mehr verdrängt. Hinzu kommt der zunehmende Bedarf an Heizölen, Schmierölen und Wegebaustoffen, die aus Erdöl gewonnen werden, und auf anderen Verwendungsgebieten des Erdöls. Welch große Bedeutung das Erdöl z. B. schon heute für die Schiffahrt hat, geht daraus hervor, daß von der Welttonnage (rd. 66 000 000 Br. Reg. t) fast ein Zehntel (rd. 6 300 000 Br. Reg. t) Motorschiffe und fast ein Drittel (19 400 000 Br. Reg. t) Dampfer mit Ölfeuerung sind. Wie überwiegend sie aber in Zukunft sein wird, geht daraus hervor, daß zur Zeit etwa 80 % aller Schiffsneubauten auf Motorschiffe entfallen. Besonders deutlich aber kann man das Wachsen der Erdölwirtschaft und ihre Bedeutung aus den Zahlen für die Weltgewinnung sehen, die in Abb. 1 zeichnerisch dargestellt sind.

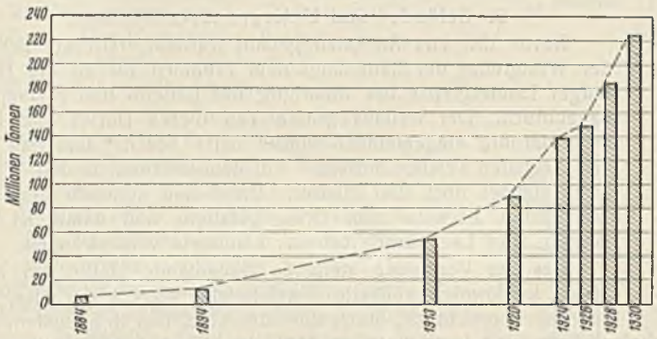


Abb. 1. Erdölgewinnung der Welt.

Etwa zwei Drittel der Weltgewinnung stammt aus den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Die europäischen Staaten sind mehr oder weniger auf Einfuhr aus dem Auslande angewiesen. Deutschland gewinnt nur rd. 5 % seines Bedarfs im eigenen Lande. Abb. 2 stellt die Erdöleinfuhr in Deutschland dar. Sie zeigt weiter, daß diese Einfuhr zum allergrößten Teil über den Hafen Hamburg geht. Zum Vergleich ist auch die Einfuhr in England dargestellt. Danach stand Deutschland vor dem Kriege mit England fast auf gleicher Stufe. In den Nachkriegsjahren ist zwar in Deutschland die Einfuhr wie in England ständig und rasch gestiegen. Sie ist aber von England um das Mehrfache überflügelt worden. Der jährliche Erdölverbrauch je Kopf der Bevölkerung betrug im Jahre 1931 in den V. St. A. 471 kg und in Deutschland nur 84 kg. Diese Angaben zeigen die für Deutschland noch bestehenden großen Entwicklungsmöglichkeiten.

Den Bauingenieur interessiert besonders auch der Verbrauch des in der Hauptsache aus Erdöl gewonnenen Asphalts für Straßenbauzwecke. Dessen sprunghafte Entwicklung in den letzten Jahren geht aus Abb. 3 hervor; in den fünf Jahren von 1925 bis 1929 stieg er in Deutschland von 30 000 t auf 300 000 t, also auf das Zehnfache.

Zu beachten ist bei vorstehenden Zahlen, daß sie den Verbrauch der Schiffahrt an Treib-, Heiz- und Schmierölen nur teilweise erfassen, da er teils in überseeischen Plätzen, teils im Zollauslande in den Freihäfen gedeckt wird. Da dieser Verbrauch aber eine große Rolle spielt, ist die Bedeutung des Mineralöls für die deutsche Wirtschaft noch größer, als es nach Abb. 2 den Anschein hat.

Voraussetzung für die zunehmende Mineralöleinfuhr war eine ihr Schritt haltende Entwicklung der Tankschiffahrt. Als in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts die ersten Petroleummengen in Segelschiffen von Amerika nach Deutschland kamen, waren sie in Holzfässern in die Schiffe verstaut. Erst im Jahre 1886, also vor noch nicht 50 Jahren, trat das 2700 Ladetonnen große Vollschiff „Andromeda" als erstes Tankschiff der Welt seine Jungfernreise von Geestemünde nach Nordamerika an. Bald darauf wurde der erste Tankdampfer der Welt mit Namen „Glückauf" zu 3500 Ladetonnen auf Kiel gelegt, und jetzt baut man keine Tankdampfer mehr, sondern nur Motortankschiffe bis zu 18 000 t Tragfähigkeit, von denen jedes in einem Jahre von Amerika nach Europa etwa 1 000 000 Barrels = 150 000 Gewichtstonnen Öl bringen kann.

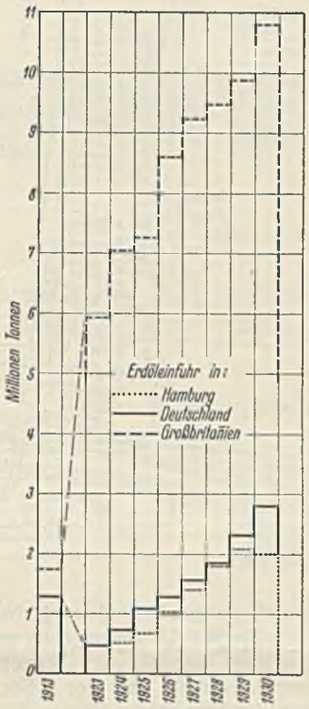


Abb. 2. Erdöleinfuhr in Hamburg, Deutschland und Großbritannien.

Die Folge der schnell steigenden Einfuhr von Erdöl war im Unterelbegebiet eine lebhafte Nachfrage nach Gelände am seeschifftiefen Wasser für seine Lagerung und Verarbeitung, die zeitweise nicht befriedigt werden konnte. Der Hamburger Petroleumhafen auf Waltershof war bereits kurz nach dem Weltkriege voll besiedelt. Auf preußischem Gebiet waren die Umschlagstellen für Öl bisher in ungünstiger Weise an verschiedenen Punkten verstreut: an der Mündung des Kaiser-Wilhelm-Kanals (Brunsbüttel), bei Schulau (Deutsche Vakuum-Öl-Ges.), an der Rethe (Deutsche Petroleum-Verkaufsgesellschaft „Olex", Schindler, Deutsche Erdöl AG) und am Reiherstieg (Rhenania-Ossag, Deutsche Erdölwerke G. m. b. H., Mineralölwerke Albrecht, Haltermann (Abb. 4).

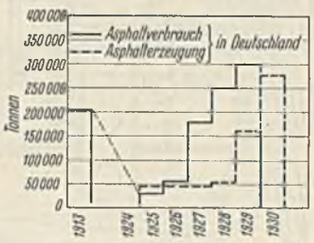


Abb. 3. Asphaltverbrauch und Erzeugung in Deutschland.

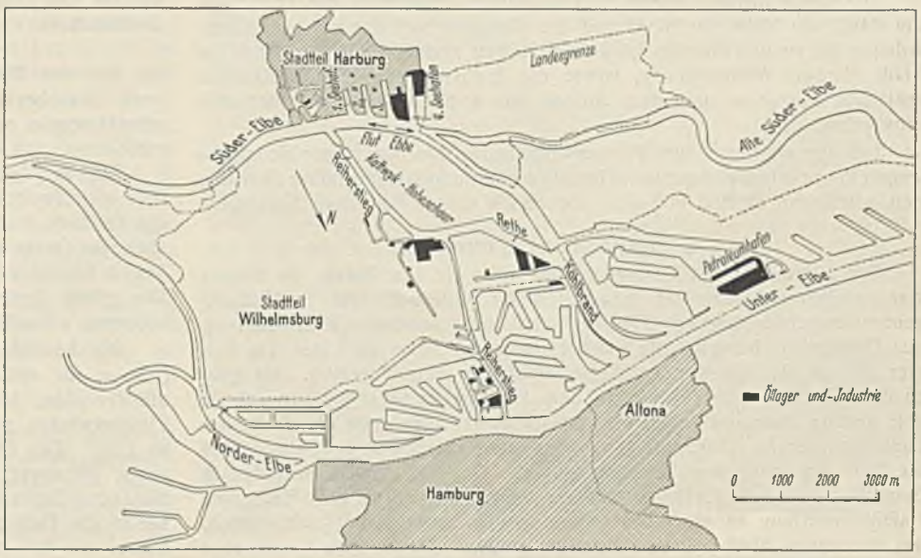


Abb. 4. Übersichtsplan.

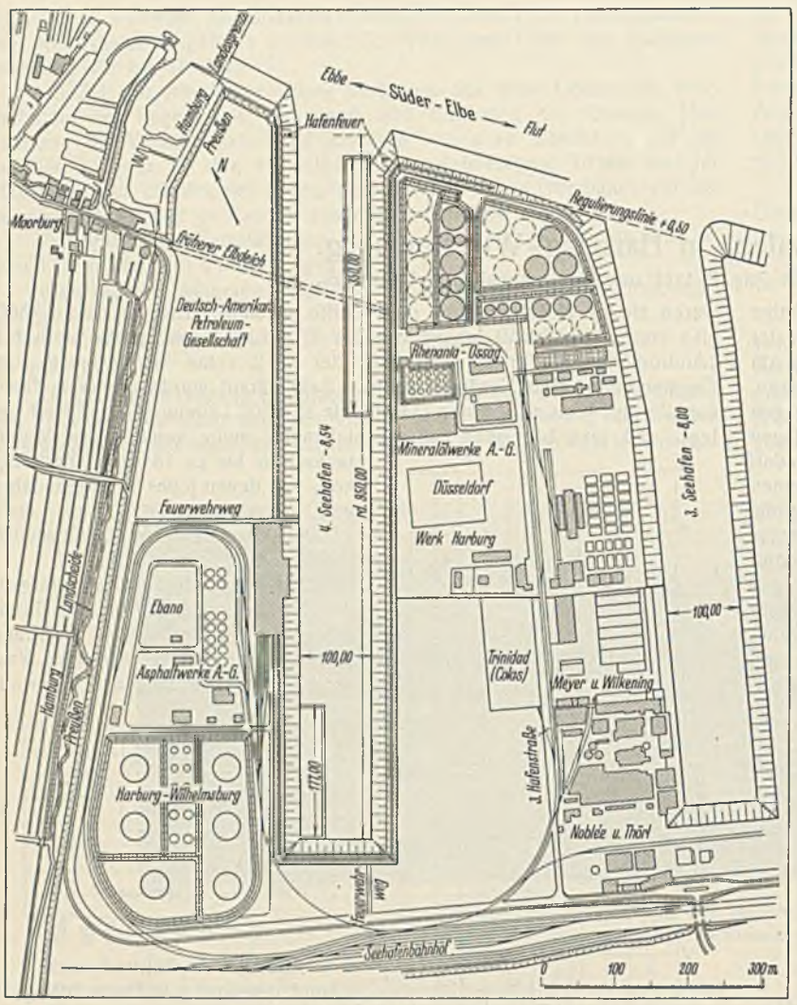


Abb. 5. Lageplan.

Diese Umstände legten den Gedanken nahe, einen besonderen Hafen für Ölumschlag und Ölverarbeitung im preußischen Unterelbegebiet zu errichten. Seiner Lage nach besonders geeignet war der seit langem geplante 4. Seehafen. — Für Massengutumschlagverkehr kam der 4. Seehafen wegen seiner durch die Lage neben der Hamburger Grenze bedingten geringen Breite nicht in Frage. Hierfür stand das ungleich günstigere Gelände auf Kattwyk-Hoheschaar (s. Abb. 4) — jetzt zur Hamburgisch-Preußischen Hafengemeinschaft gehörig — zur Verfügung.

Die Erdölindustrie ist eine der wenigen auf Seetiefe unbedingt angewiesenen Industrien. Ihre Ansiedlung am 4. Seehafen erschien daher im Rahmen der sonstigen Industrieanlagen Harburgs gegeben.

Er liegt am weitesten stromabwärts. Die Ölschiffe brauchen somit die übrigen Hafenteile nicht zu durchfahren.

Die neuzeitlichen Feuerschutzmaßnahmen beseitigten alle Bedenken, die durch die Nähe der Stadt und die Nachbarschaft der übrigen Hafenanlagen gegen den Ölhafen hätten auftauchen können. Der Magistrat der Stadt Harburg-Wilhelmsburg, sowie die Industrie- und Handelskammer erklärten sich daher mit dem Ausbau des 4. Seehafens als Erdölhafen einverstanden.

Bei der angrenzenden Pflanzenölindustrie tauchten zwar Bedenken wegen Geruchsbelästigung auf. Durch Verhandlungen unmittelbar zwischen den beteiligten Firmen ließ sich aber auch dieses Bedenken beseitigen.

1. Eigentumsverhältnisse.

Der ältere Teil des Harburger Hafens ist ein Dockhafen. In diesem war vor Jahren bereits ein inzwischen für andere Zwecke in Nutzung genommenes Hafenbecken als Petroleumhafen abgesondert. Zur Erweiterung des Dockhafens beschloß die Stadt Harburg im Jahre 1902 den Bau von vier offenen Hafenbecken mit Seeschiffiefe an der Süderelbe. Sie ging zu dem Zweck einen Vertrag mit dem Preußischen Staat ein, wonach sie den Ausbau übernahm mit einem Staatszuschuß, der etwa die Hälfte der Baukosten deckte. Durch ein Hafenkonsortium wurden in den Jahren 1904 bis 1907 die ersten drei Seehäfen gebaut. Das für den 4. Seehafen in Betracht kommende Gelände war im Jahre 1918 durch das Harburger Hafenkonsortium an ein Unternehmen (Sekuritaswerke) verkauft worden, das dort einen Fischereihafen errichten wollte. Dieser Plan wurde aber nicht ausgeführt.

Da die veränderten wirtschaftlichen Verhältnisse nach dem Kriege es der Stadt bzw. dem Hafenkonsortium unmöglich machten, die Geldmittel für den Bau des 4. Seehafens aufzubringen, übernahm der Preußische Staat den Ausbau. Er hat zu dem Zweck das etwa 46 ha große Gelände zurückgekauft und gleichzeitig das zugehörige, am 3. Seehafen liegende Grundstück der zum Lothringen-Konzern gehörigen seit mehreren Jahren stillliegenden Ottowerft AG übernommen. In den Jahren 1927 bis 1929 wurde das vierte Hafenbecken ausgehoben, das Ufergelände sturmflutfrei aufgehöht und durch Herstellung von Straßen- und Gleisanschluß baureif gemacht.

Die gesamten für Industriezwecke nutzbaren rd. 60 ha Uferflächen wurden bereits vor und während der Bauausführung an drei der bedeutendsten Mineralölfirmen verkauft, und zwar das Ostgelände an die zum Shell-Konzern gehörige Rhenania-Ossag, das Nordwestgelände an die Deutsch-Amerikanische Petroleum-Gesellschaft und das Südwestgelände an die Ebano-Asphalt-Werke.

Bei allen vier Seehäfen ist die Wasserfläche Eigentum des Preußischen Staates, während sich das Ufergelände vorwiegend in Privathand befindet. Die Eigentumsgrenze liegt in den Hafenbecken im Böschungsfuß, nach der Süderelbe zu auf der Böschung in der Regulierungslinie (+ 0,50 m NN). Der Staat ist zur Erhaltung der Wassertiefe verpflichtet. Die Unterhaltung der Böschungen bis zur Eigentumsgrenze ist Sache der Anlieger.

Der auf Kosten des Hafenkonsortiums erbaute Seehafenbahnhof ging alsbald nach Fertigstellung der Bauarbeiten für die drei ersten Seehäfen in Eigentum und Verwaltung der damaligen Preußischen Eisenbahnverwaltung, später der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft über.

2. Gelände- und Untergrundverhältnisse.

Bevor die vier Seehäfen gebaut wurden, erstreckte sich an der Westgrenze der Stadt längs dem Elbdeich bis an die Hamburger Landesgrenze bei Moorburg das Bauern- und Fischerdorf Lauenbruch. Der weitaus größte Teil dieses Dorfes, das 1902 nach Harburg eingemeindet wurde, hatte bereits dem Bau der drei Seehäfen weichen müssen. Auf dem Gelände für den 4. Seehafen standen noch fünf Häuser. Diese sind nunmehr dem Bau des letzten Beckens zum Opfer gefallen, und damit ist das einstige Dorf Lauenbruch von der Landkarte verschwunden.

Das zur Verfügung stehende Baugelände stellte ein nach Süden keilförmig an Breite zunehmendes Viereck dar, das, wie aus Abb. 5 ersichtlich, durch die Süderelbe, den 3. Seehafen, den Seehafenbahnhof und durch die in der Mitte der „Landscheide" verlaufende Landesgrenze zwischen Preußen und Hamburg gebildet wurde. An der Elbe lag der Landesschutzdeich. Vor ihm betrug die Geländehöhe etwa + 1,70 m NN, binnendeichs etwa im Durchschnitt + 0,80 m NN, also etwa 0,80 m unter MHW der Elbe (daher der Name Lauenbruch = Lawenbroock, d. h. niedriges Brachland).

Das Binnendeichland bildete hauptsächlich Viehweiden, die von Wassergräben durchzogen waren und durch ein Siel nach der Elbe entwässerten.

Wie in Abb. 6 dargestellt, besteht der Untergrund aus dünn mit Klei überlagerten 0 bis 6 m Moor (Darg) und moorigen Schichten mit darunter folgendem Sand. Der auffällig starke und plötzliche Wechsel in der Dicke der Moorschichten findet seine Erklärung in dem früheren Verlauf der Elbarme und Priele und deren Veränderung im Laufe der Jahrhunderte.

3. Achsrichtung.

Bei dem Entwurf galt es, in den keilförmigen Geländestreifen das neue Hafenbecken so einzufügen, daß einerseits der Hafen nicht zu schmal wurde und anderseits das Ufergelände eine zweckmäßige Breite erhielt.

Die drei ersten Seehäfen sind gleichlaufend zueinander. Bei ebenfalls gleichlaufender Anordnung des 4. Seehafens wäre auf der Westseite das Gelände bis zu 400 m breit geworden. Für Industrieanlagen schien aber eine Geländebreite über 250 m unzweckmäßig. Deshalb ist die Achse des 4. Seehafens um etwa 5° gegen die der anderen Becken gedreht. Die größte Breite des Industriegeländes erhält dabei gerade das für Ölindustrie wünschenswerte Maß von 250 m.

Die seetiefe Rinne der Süderelbe hat bisher nur 80 m Sohlenbreite (120 m für später geplant). Die Seeschiffe fahren mit eigener Kraft in die Seehäfen, benutzen aber dabei zu etwa 80 % Schlepperhilfe. Die Einfahrtwinkel gegen den Stromstrich betragen beim 1. bis 3. Seehafen rd. 115°. Der Einfahrtwinkel des gedrehten 4. Seehafens ist 120°, also etwas günstiger als bei den drei anderen Becken. Die bis zu 15 000 t tragenden Tankschiffe gelangen vom Strom aus ohne Vorbecken unmittelbar in die Hafenmündung. Um ihnen die Einfahrt und das Drehen über Steuer vor den Hafenmündungen zu erleichtern, ist die Sohle der Süderelbe vor dem 3. und 4. Seehafen im Jahre 1933 auf 200 m verbreitert worden.

4. Abmessungen.

a) Länge. Der 4. Seehafen ist wie die übrigen drei Seehäfen Tidehafen. Die Wasserfläche beträgt ungefähr 15 ha, die nutzbare Uferlänge 1800 m und die Industriefläche, wie bereits angegeben, 60 ha. Die Hafenlänge ergab sich zwangläufig aus der Entfernung des Seehafenbahnhofs von der Süderelbe zu rd. 950 m.

b) Breite. Das Löschen und Beladen der Tankfahrzeuge geht sehr rasch vor sich. Ein Schiff mit 10 000 t Öl z. B. kann in etwa 10 Stunden gelöscht werden.

Aus feuerpolizeilichen Gründen sind die Fahrzeuge gehalten, das Hafenbecken nach beendigtem Lösch- oder Ladegeschäft sofort zu verlassen. Es braucht nicht damit gerechnet zu werden, daß neben den Überseeschiffen eine größere Anzahl von Schuten und Kähnen zum Löschen und Laden liegt, wie es beim Umschlag von Massengütern der Fall ist. Ein Ölhafen beherbergt deshalb jeweils nur einige Fahrzeuge und kann daher seinem Zweck entsprechend schmaler gehalten werden als ein Hafen für Massenumschlag.

Der im Jahre 1914 fertiggestellte Hamburger Petroleumhafen ist in der Sohle 100 m und einschließlich der nicht seeschifftiefen Unterwasserbankette 150 m breit[1]) (s. Abb. 7). Der Harburger 4. Seehafen ist in der Sohle ebenfalls 100 m breit und hat sich in dieser Breite bewährt.

c) Tiefe. Die Hafensohle liegt entsprechend der Tiefe der Zufahrtstraße (Köhlbrand und Süderelbe) auf — 8,54 m NN. Die Wassertiefe bei MNW (— 0,55 m NN) ist 8 m, bei MHW (+ 1,65 m NN) 10,20 m.

Die Wassertiefe von 8 m bei MNW ist für neue große Tankschiffe knapp. Das größte bisher im Hafen eingetroffene Tankschiff hatte 29 Fuß = 8,85 m Tiefgang. Die neuen Tankschiffe der Deutsch-Amerikanischen Petroleum-Gesellschaft erhalten sogar 9,30 m Tiefgang. Damit auch diese Schiffe ohne Grundberührung bleiben, haben die Werke an den Löschbrücken den Hafen um 1 m auf — 9,54 m NN vertieft (Abb. 5, S. 558). Störende Verschlickungen dieser wannenartigen Sohlenvertiefungen haben sich bisher nicht gezeigt. Grundberührungen mit derartigen weichen Schlickablagerungen würden übrigens auch für die Tankschiffe trotz Fehlens des bei anderen Schiffen üblichen Doppelbodens weniger bedenklich sein als mit dem härteren gewachsenen Sandboden.

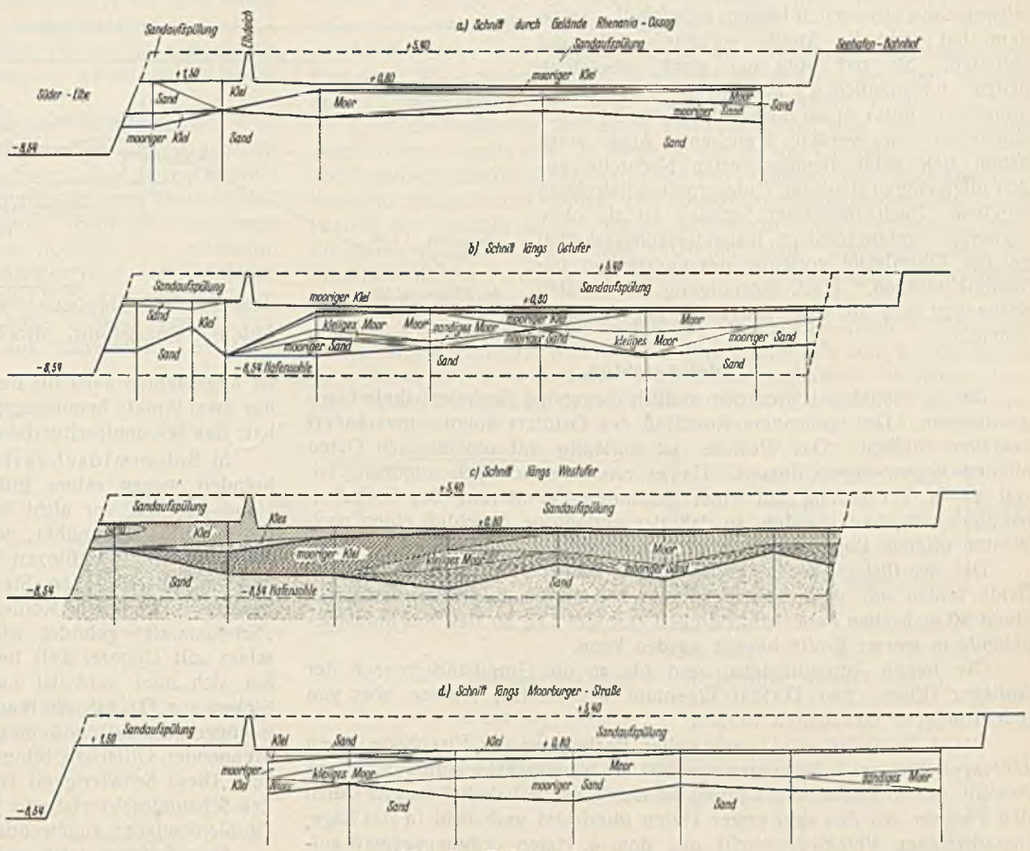


Abb. 6. Bohrergebnisse.

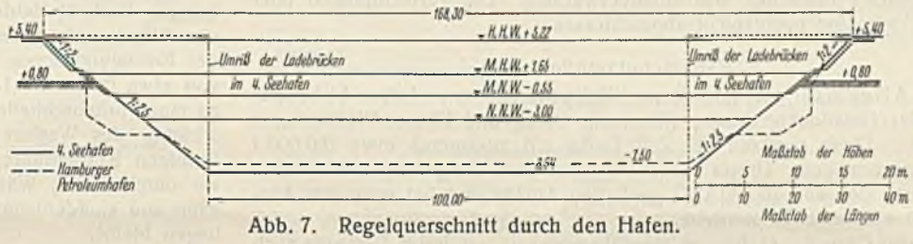


Abb. 7. Regelquerschnitt durch den Hafen.

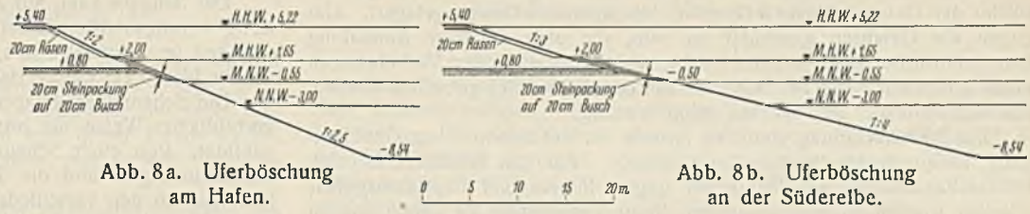


Abb. 8a. Uferböschung am Hafen.

Abb. 8b. Uferböschung an der Süderelbe.

d) Böschungen. Die Böschungen bei den drei ersten Seehäfen sind unter Wasser 1 : 2 und über Wasser 1 : $1^1/_2$ geneigt. Sie haben sich bei der damaligen Bauausführung und auch später im Betriebe als zu steil erwiesen.

Die Böschungen des 4. Seehafens sind daher flacher ausgeführt, und zwar unter Wasser 1 : $2^1/_2$ und über Wasser 1 : 2. Nach der Süderelbe zu sind sie unter Wasser 1 : 4 und über Wasser 1 : 3 geneigt (Abb. 8a u. b). Diese Neigungen haben sich bewährt.

Die Uferbefestigung besteht von — 0,50 m NN bis + 2 m NN aus 20 cm Steinbewurf (Grauwacke und Granit) auf 20 cm Buschpackung, darüber aus 20 cm hohem Klei mit Rasen. Zur Verringerung der von ihr zu tragenden Unterhaltungskosten hat die Rhenania-Ossag nachträglich die Steindecke und Buschpackung an der Süderelbe und im nördlichen Teil des 3. und 4. Seehafens unter Verwendung von Zinnschlacke bis + 4 m NN hochgezogen.

5. Straßenanschluß.

Am Süd- und Westrande des Baugeländes entlang verlief bisher im Wiesengrunde die in Eigentum und Unterhaltung der Stadt stehende Moorburgerstraße. Sie bildete die Hauptverbindung zwischen dem Stadtteil Harburg und dem Orte Moorburg mit dem westlich anschließenden landwirtschaftlichen Versorgungsgebiete von Harburg-Wilhelmsburg. Da die 5 m breite Fahrbahn nur mit einer leichten Pflastersteindecke befestigt und weicher Untergrund vorhanden war, diente die Straße nur leichtem Fuhrwerkverkehr und genügte in keiner Weise den neuzeitlichen Verkehrsanforderungen.

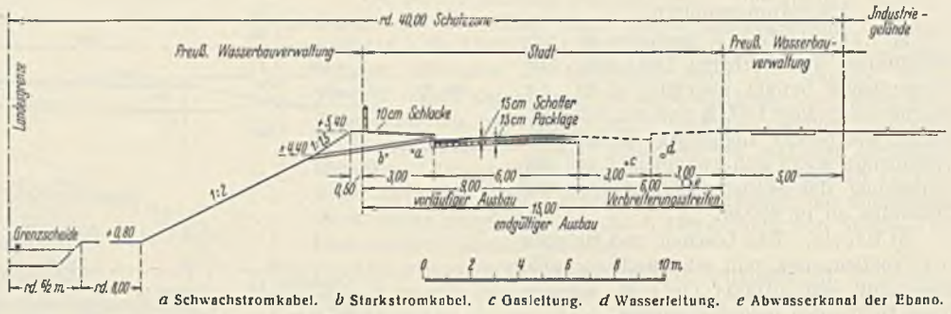
Sie ist in besserer Linienführung, im übrigen an der alten Stelle, nach Aufspülen des betreffenden Geländestreifens, als Schotterstraße wiederhergestellt worden (s. Abb. 5 u. 9). Die Fahrbahn ist vorläufig 6 m breit und hat einseitig einen 3 m breiten Schlackengehweg. Vorgesehen ist eine spätere Verbreiterung der Fahrbahn auf 9 m und ein zweiter 3 m breiter Gehweg. Die städtischen Versorgungsleitungen sind von der Stadt, die Schwachstromleitungen von der Postverwaltung und der Abwasserkanal von der Ebano neu- bzw. umgelegt worden. Im übrigen hat der Staat die Kosten für den ersten Ausbau getragen. Nach Fertigstellung ist die Straße wieder in das Eigentum der Stadt übergegangen.

Beim Aufspülen des Straßendammes traten infolge des weichen Mooruntergrundes teilweise erhebliche Sackungen ein. Die kurze Bauzeit ließ ein Warten für die Straßenbauarbeiten nicht zu. Der Straßenbau mußte vielmehr den Aufspülarbeiten unmittelbar auf dem Fuße folgen. An einer Strecke mit besonders großen Sackungen wurde vorsorglich statt der Schotterbefestigung nur das alte Pflaster wieder aufgebracht, um bei weiteren Sackungen die Straße ohne zu große Kosten nachträglich anheben zu können.

Für die neue Straße sind die früheren Verkehrsbeschränkungen aufgehoben worden. Es hat sich daher auf ihr alsbald ein lebhafter Verkehr,

[1]) Z. d. Verbandes d. Arch.- und Ing.-Vereine 1913, S. 177 ff.

teilweise mit schwersten Lasten, entwickelt. Trotzdem hat sich die Straße verhältnismäßig gut gehalten. Sie hat trotz der nicht unbeträchtlichen nachträglichen Sackungen des Untergrundes (s. unter 8) an keiner Stelle nachträglich angehoben zu werden brauchen. Auch sonst haben sich keine nennenswerten Nachteile aus den ungünstigen Bau- und Untergrundverhältnissen ergeben. Nach beendeter Sackung ist sie ohne vorherige umfangreichere Instandsetzungsarbeiten an der Oberfläche vorläufig mit Gußasphalt behandelt worden. Nach Beendigung der letzten Sackungen soll sie eine endgültige Asphaltdecke erhalten.



a Schwachstromkabel. *b* Starkstromkabel. *c* Gasleitung. *d* Wasserleitung. *e* Abwasserkanal der Ebano.

Abb. 9. Querschnitt. Straßen- und Gleisanschluß.

6. Gleisanschluß.

Der 4. Seehafen ist an den südlich liegenden Seehafenbahnhof angeschlossen. Der vorhandene Anschluß des Ostufers konnte unverändert bestehen bleiben. Das Westufer ist vorläufig mit einem nach Osten offenen Bogen angeschlossen. Da er eisenbahntechnisch ungünstig ist, soll er in Verbindung mit einer geplanten Erweiterung des Seehafenbahnhofs umgebaut werden, so daß der endgültige Anschluß einen nach Westen offenen Bogen besitzen wird (s. Abb. 5).

Das westliche Anschlußgleis verläuft neben der Moorburgerstraße. Beide bilden mit dem Geländestreifen bis zur Landesgrenze zusammen einen 40 m breiten Feuerschutzstreifen (s. unter 7a), so daß das Industriegelände in ganzer Breite bebaut werden kann.

Die neuen Anschlußgleise sind bis an die Grundstückgrenzen der Anlieger (Ebano und DAPG) Eigentum des Staates, müssen aber von den Anliegern unterhalten werden.

Der 4. Seehafen wird nach voller Besiedlung der Eisenbahn einen Jahresverkehr von schätzungsweise 500 000 bis 600 000 t zuführen. Nach Ansicht der Reichsbahnverwaltung ist der Seehafenbahnhof bereits durch den Verkehr aus den drei ersten Häfen überlastet und nicht in der Lage, irgendwelchen Verkehrszuwachs aus dem 4. Hafen ordnungsgemäß aufzunehmen. Sie fordert daher Erweiterung des Seehafenbahnhofs auf Kosten der Preußischen Wasserbauverwaltung. Die Verhandlungen über diese Frage sind nocht nicht abgeschlossen.

7. Feuerschutzmaßnahmen.

a) Allgemeines. Infolge der Weltwirtschaftskrise haben bisher nur zwei der Geländeeigentümer (Rhenania-Ossag und Ebano) Werkanlagen errichtet. Diese besitzen zur Zeit Tanks mit zusammen etwa 180 000 t Fassungsvermögen. Dieser Tankraum wird eine Steigerung erfahren bei Errichtung der von der DAPG geplanten Anlage und bei weiterem Ausbau der vorhandenen Betriebe.

Außer Ölen der Gefahrenklasse III werden in größerem Umfange auch solche der Gefahrenklasse I (Benzin, bei Rhenania-Ossag) gelagert. Um gegen die Gefahren geschützt zu sein, die eine derartige Anhäufung feuergefährlicher Stoffe mit sich bringt, sind alle erdenklichen Vorkehrungen unter Ausnutzung der neuesten technischen Hilfsmittel getroffen worden. Aus der Fülle der Maßnahmen seien erwähnt:

Zur Brandverhütung sind den Firmen bei der behördlichen Genehmigung entsprechende Vorschriften gemacht. Für die Schiffahrt ist eine Polizei-Verordnung mit Maßregeln gegen Feuer- und Explosionsgefahr erlassen worden. Die Vorschriften dieser Verordnung zu Lande und zu Wasser sind sehr scharf und gehen teilweise noch über die allgemeinen Reichsvorschriften (Mineralölverkehrsordnung) hinaus. Vorläufig ist eine von den Hamburger Vorschriften unabhängige Hafenpolizeiverordnung für den Hafenteil Harburg-Wilhelmsburg erlassen. Eine den gesamten Hafen Hamburg (Hamburger Hafen, Altonaer Hafen, Harburg-Wilhelmsburger und Hafen der Hamburgisch-Preußischen Hafengemeinschaft) umfassende gemeinsame Hafenpolizeiverordnung ist in Bearbeitung.

Zur Brandverhütung wird nur unter ständiger Polizeiaufsicht gelöscht und geladen. Berieselungsanlagen an den Tanks kühlen das Öl bei großer Hitze. An die Benzintanks ist eine Gasbehälteranlage angeschlossen zum unschädlichen Abführen der Benzingase. Die Tanks sind mit Blitzableitern versehen. Lokomotiven mit Kohlenfeuerung gelangen nicht auf die Fabrikhöfe. Auf diesen verkehren nur feuerlose Werklokomotiven. Strengste Absperrmaßnahmen gegen Besucher werden durchgeführt.

Zur Verhütung der Ausdehnung von Bränden sind die Tanks mit Erdwällen umgeben und durch Schutzzonen in vorschriftsmäßigen Breiten von den nächsten Feuerstellen getrennt. Durch eine besondere schwimmende Absperrvorrichtung kann die Hafeneinfahrt geschlossen werden.

Zur Bekämpfung von Bränden dienen ausgedehnte Dampf- und Schaumlöschanlagen. Die Fabriken haben daneben auch eigene Feuerwehren.

Im einzelnen wird auf die Sicherheitsmaßnahmen gegen Feuersgefahr bei Petroleumhäfen hingewiesen[2]). Die Ausführungen Sieberts treffen im allgemeinen auch für den vorliegenden Fall zu. Im folgenden sollen nur zwei Punkte herausgegriffen werden, die Siebert nicht näher behandelt hat: das Schaumlöschverfahren und die Absperrvorrichtungen.

b) Schaumlöschverfahren. Da Wasser zum Ablöschen von Ölbränden wegen seines größeren Gewichts als Öl wenig geeignet ist, stand man bis vor nicht langer Zeit den Bränden großer Mengen von Öl machtlos gegenüber, wie die Mineralölbrände in Lauenbruch bei Harburg (1895), in Blexen in Oldenburg (1909), in Rummelsburg (1910) und an verschiedenen Stellen im Auslande gezeigt haben. Zwar ist Schaum, der durch Kohlensäureentwicklung im Wasser von erhöhter „Schaumkraft" gebildet wird, als wertvolles Löschmittel für Ölbrände schon seit längerer Zeit bekannt. Seine Verwendung zu Löschzwecken hat sich aber zunächst nur langsam entwickelt. Noch 1926 schreibt Siebert a. a. O., daß die Frage, wie man beim Brande eines großen Tanks genügend schnell und in genügendem Umfange Schaummassen auf die brennenden Ölflächen bringt, in der Praxis noch nicht befriedigend gelöst sei. Diese Schwierigkeit ist inzwischen durch die weitere Entwicklung des Schaumlöschverfahrens behoben, so daß es jetzt allgemein auch bei Großtankanlagen angewendet wird.

Der Schaum wird auf chemischem Wege erzeugt, indem man Lösungen von saurem Salz mit solchen aus basischem Salz zusammenbringt. Dadurch bildet sich eine zähe, filzartige, aus feinsten Kohlensäurebläschen bestehende Schaummasse, deren Rauminhalt das Vielfache der Erzeugungsmasse ist. Infolge ihres leichten spezifischen Gewichts von etwa 0,12 bis 0,15 breitet sie sich auf dem brennenden Ölspiegel zu einer luftabschließenden Deckschicht aus. Diese verbindet die Kühlwirkung des Wassers mit der Feuer erstickenden Wirkung der gasförmigen Kohlensäure. Die Schaumschicht ist so widerstandsfähig, daß sie durch Hitze, Wärmewirbelung oder Luftzug nicht zerstört werden kann und stundenlang in einwandfreier Schicht auf dem abgelöschten Öl liegen bleibt.

Der Schaum kann auf zweierlei Arten hergestellt werden: aus zwei fertig bereitgestellten Lösungen (Naßverfahren), oder aus Lösungen, die sich erst im Brandfalle aus dem sogenannten Schaumpulver und Druckwasser bilden (Trockenverfahren).

Die Schaumlöschanlagen der beiden Werke am 4. Seehafen sind in vorbildlicher Weise als ortsfeste Anlagen nach dem Naßverfahren ausgebildet. Von einer Schaumlöschzentrale, in der die Zylinder mit den Schaumlösungen und die Druckpumpen aufgestellt sind, führen Rohrleitungen zu den verschiedenen Tanks. Zur Bedienung genügt ein Mann für die Pumpenanlage und ein weiterer zum Öffnen der Schieber. Welch außerordentliche Sicherheit diese Anlagen bieten, geht daraus hervor, daß z. B. die Schaumlöschanlage der Ebano 2050 m³ Kapazität hat und jeder der größten Tanks mit 36 m Durchm. durch vier unter der Decke angeordnete Rutschen innerhalb 3 min mit 15 cm Schaum, das ganze Tankfeld innerhalb von 6 min mit der gleichen Schaumfülle bedeckt werden kann.

Außer den Schaumlöschvorrichtungen sind noch Dampflösch- und Berieselungsanlagen und sonstige Sicherungsmaßnahmen vorhanden. Die sichere Wirkung der Schaumlöschanlagen ist weitgehend dadurch gewährleistet, daß mehrfache Antriebquellen für die Pumpen, doppelte Rohrleitungen usw. vorhanden sind. Auch sind die Rohrleitungen an den Tanks, bei denen Explosionsgefahr besteht (Benzintanks der Rhenania-Ossag) explosionssicher angebracht. Die Anlage bleibt also selbst dann betriebsicher, wenn der Tank explodiert, d. h. der Deckel sich abhebt.

Neben diesen ortsfesten Schaumlöschanlagen ist den Firmen in den Genehmigungsurkunden die Beschaffung kleinerer fahrbarer Schaumlöschanlagen auferlegt worden, und auch die städtische Feuerwehr ist mit Schaumlöschgerät ausgerüstet.

c) Allgemeines über Absperrvorrichtungen[3]). Um zu verhüten, daß bei Feuersbrunst, durch Leckspringen von Tankschiffen oder

[2]) Siebert, Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen. Bautechn. 1926, Heft 39, S. 593 ff.

[3]) Vgl. WRH 1932, Heft 1: „Wann und wie sollen Schläuche in einem Hafenbetriebe angewandt werden?" von Dr.-Ing. Sander, und Runderlaß Reichsverkehrsminister vom 7. 11. 1932, W5, gen. 3209. — Vgl. auch Bautechn. 1933, Heft 36, S. 491.

durch sonstigen Unfall auf die Wasserfläche gelangtes Öl aus dem Hafen ausläuft und auf den offenen Strom oder in die übrigen Hafenteile gelangt, hat man mancherorts besondere Absperrvorrichtungen angelegt, durch die ein einzelnes Tankschiff oder ein Petroleumhafen in seiner ganzen Breite abgeriegelt werden kann.

Die Ansichten über die Zweckmäßigkeit und Erforderlichkeit derartiger Absperrvorrichtungen und über ihre bauliche Durchbildung gehen in den verschiedenen Weltgegenden sehr auseinander. Aus diesem Grunde und wegen der großen allgemeinen Bedeutung, die den Feuerschutzmaßnahmen bei Ölumschlag und im besonderen damit auch der Frage der Absperrvorrichtung der Petroleumhäfen in heutiger Zeit zukommt, seien den folgenden Betrachtungen zwei Stimmen aus dem Auslande vorangestellt, und zwar kurze Auszüge aus zwei Berichten zum 14. Internationalen Schiffahrtskongreß zu Kairo im Jahre 1926 in freier Übersetzung ins Deutsche. In dem Bericht des Schweden Feilitzen heißt es:

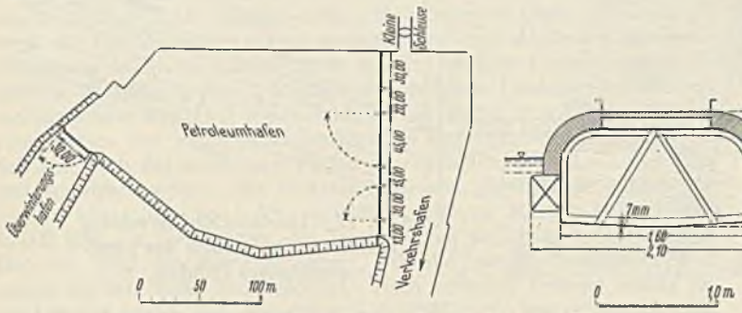


Abb. 10a. Alter Petroleumhafen in Harburg-Wilhelmsburg (Baujahr 1890, als Petroleumhafen außer Betrieb).

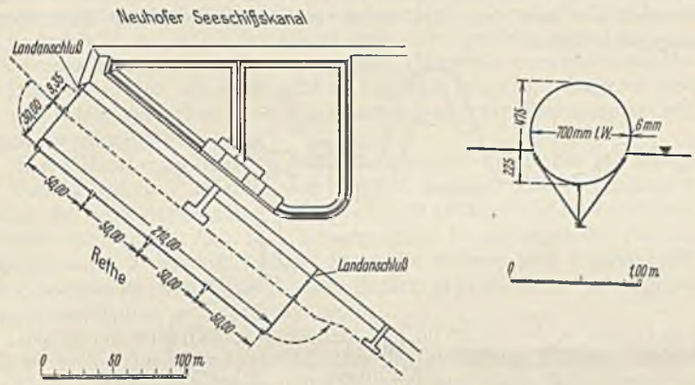


Abb. 10c. Olex an der Rethe (Baujahr 1912).

„Wenn man nicht ein besonderes Becken nur für die Entladung von Öldampfern errichten kann, so ist es wenigstens nötig, zu diesem Zweck einen bestimmten Teil des Hafens zu isolieren, und zwar mit einer Einrichtung, die Abschlußbauwerk genannt wird und deren Zweck es ist, das Öl, das ausfließen könnte, daran zu hindern, daß es sich über den übrigen Teil des Hafens ausbreitet.

Das Abschlußbauwerk sollte nicht in der unmittelbaren Nähe des Schiffes eingerichtet werden, weil diese Nachbarschaft nur die Gefahr im Falle einer Feuersbrunst erhöhen würde. Tatsächlich braucht das in engen Grenzen zurückgehaltene Öl mehr Zeit zum Verbrennen, als wenn es sich auf eine größere Fläche ausdehnen kann. Vielmehr soll das Absperrbauwerk eine Fläche abschließen, die das Vielfache derjenigen beträgt, die das Schiff einnimmt.

Eine zufriedenstellende Bauart sind eine bestimmte Anzahl eiserner Pontons, die untereinander durch leicht zu handhabende Zwischenstücke verbunden sind derart, daß sie eine genügende Länge erreichen, um sich von einem Punkte eines Ufers bis zu einem anderen Punkte dieses Ufers entwickeln zu können. Die Form der Pontons ist so, daß sie schwimmen und ein Mensch ohne Schwierigkeit auf ihnen gehen kann. Sie sind 10 m lang, aus Eisenblech geschweißt. Die Verbindungsstücke passen ebensogut auf die Pontonenden wie auf die Anschlußpunkte am Ufer. Einige von ihnen sind beweglich in der Senkrechten, so daß alle Pontons ihre Lage gegeneinander verändern und sich der Lage und Höhe der Wellen anpassen können."

In dem Bericht des Franzosen Le Bourhis heißt es:

„In einigen Häfen, wie Dünkirchen, Le Havre, Rouen, Marseille, wird in Hafenbecken oder Teilen von Hafenbecken umgeschlagen, die besonders für die Handhabung von Kohlenwasserstoffen eingerichtet sind. Diese Hafenbecken werden durch Abschlußvorrichtungen geschlossen, die im Falle eines Unglücks die Ausbreitung der brennbaren Flüssigkeiten verhindern und sie in einer höchstens 10 cm dicken Schicht zurückhalten sollen. In Cherbourg, La Rochelle, La Pallice und Cette wird in Vorhäfen ohne Abschlußvorrichtung umgeschlagen.

In der Loire und Gironde liegen die Umschlagstellen längs dem Flußufer. Wir erwähnen unter den Einrichtungen die neuesten, nämlich die in Donges (1919) und die in Pauillac und Bassens en Gironde (1924). An den Umschlagstellen in Donges und Pauillac hat man keine Abschlußvorrichtungen angebracht. In Bassens, das an der Gironde hart oberhalb von Pauillac in der unmittelbaren Nähe von Bordeaux liegt, sind Abschlußvorrichtungen gefordert worden. Die Abschlußvorrichtung (System Raynaud) besteht aus 12 Stück je 27 m langen und 85 cm breiten Schwimmkörpern, die durch ein gelenkiges System verbunden sind. Die große Länge der einzelnen Körper verringert die Anzahl der Verbindungen und vermehrt dadurch die Sicherheit.

Die allgemein geforderte Bedingung ist, daß die durch die Abschlußvorrichtung abgesperrte Wasserfläche groß genug sein soll, um die brennbare Flüssigkeit in 10 cm hoher Schicht zurückzuhalten. Ich sehe meinerseits keine Wirksamkeit der Abschlußvorrichtung, wenn sie nicht einen

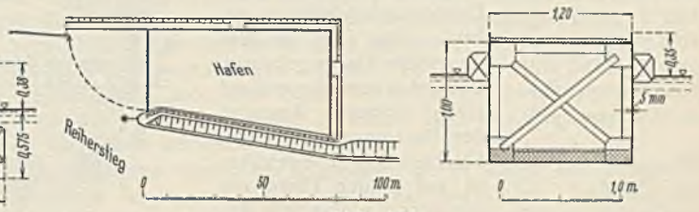


Abb. 10b.
Rhenania-Ossag am Reiherstieg (Baujahr 1912).

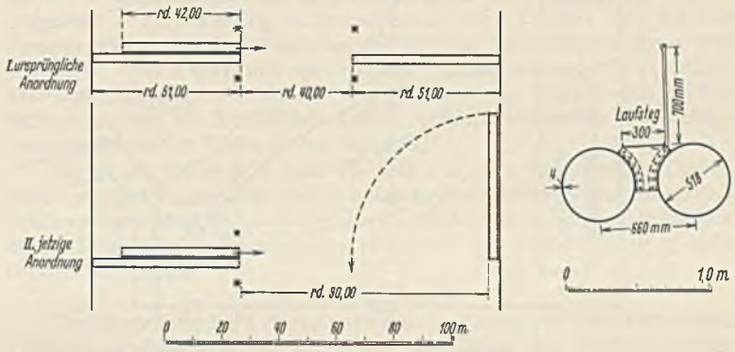


Abb. 10d.
Hamburger neuer Petroleumhafen (Baujahr 1914).

Abb. 10a bis d.
4 Groß-Hamburger Absperrvorrichtungen.

Binnenhafen oder ein ganzes Hafenbecken verschließen und sich aus geradlinigen Einzelteilen von großer Länge und infolgedessen geringer Zahl zusammensetzen. Wir haben vor kurzem von der interessanten Einrichtung der Abschlußvorrichtung nach dem System Raynaud in Bordeaux-Bassens berichtet. Aber wir haben in keinem Fall einen Unglücksfall feststellen können, wo sich die Wirksamkeit der Abschlußvorrichtungen auf eine einwandfreie Weise gezeigt hätte."

Von den im zweiten Bericht genannten elf französischen Ölumschlaganlagen sind fünf mit und sechs ohne Absperrvorrichtung, also je etwa die Hälfte. Von den 30 größten Ölhäfen der Erde, die Siebert aufführt, sind dagegen nur sechs Stück (+ 2 außer Betrieb befindliche), also nur der 5. Teil durch Pontons oder Tore absperrbar. Die übrigen sind nur durch die abgesonderte Lage oder überhaupt nicht gesichert. Absperrvorrichtungen befinden sich nur in europäischen Häfen. Die außereuropäischen Häfen haben darauf verzichtet, und zwar auch Amerika, obgleich im Petroleumhafen von New York (Bayonne an der Upper Bay) in den achtziger Jahren brennendes Öl auf das Meer ausfloß und mehrere Schiffe vernichtete.

Beim 4. Harburger Seehafen kann infolge der weitgehenden Ausnutzung der technischen Fortschritte in der Verhütung und Bekämpfung von Ölbränden und der vielfachen Sicherungsmaßnahmen wohl kaum mehr von einer erhöhten Brandgefahr gegenüber anderen industriellen Anlagen gesprochen werden. Trotzdem ist, um keine Sicherungsmöglichkeit auszulassen, auch noch eine Absperrvorrichtung gebaut worden.

d) Harburger Absperrvorrichtung. Das Groß-Hamburger Hafengebiet weist die in Abb. 10a bis d dargestellten vier Beispiele auf, wobei allerdings die alte Harburger Anlage der Abb. 10a, wie bereits ausgeführt, nicht mehr in Betrieb ist. Als Verschlußkörper dienen eiserne Pontons von verschiedener Länge. Die Schiffahrtöffnung wird bei allen vier Beispielen durch je einen derartigen Ponton gebildet. Beim Hamburger Petroleumhafen hat sich die so gebildete Öffnung von rd. 40 m

trotz der günstigen Schiffahrtverhältnisse — zwischen Strom- und Hafeneinfahrt liegt der Parkhafen mit ruhigem Wasser — als für die Schiffahrt zu schmal erwiesen[4]). Sie ist daher, wie in Abb. 10d II dargestellt, durch Zurückschwenken eines zweiten Pontons nachträglich auf rd. 90 m verbreitert worden.

Beim 4. Harburger Seehafen wird wegen der schwierigen Schiffahrtverhältnisse — Einfahrt in den Hafen unmittelbar aus dem Strom — die Hafeneinfahrt durch die in Ruhe befindliche Absperrvorrichtung in ganzer Fahrwasserbreite freigelassen. Dies ist dadurch erreicht worden, daß statt eines oder zweier einzelner Pontons eine Schwimmkette aus elf Pontons ans Ufer zurückgeschwenkt wird (Abb. 11).

Landanschlüsse. Die Anliegerfirmen haben keine Kaimauern, sondern nur hölzerne bzw. Eisenbetonladebrücken gebaut. Das Ufer ist also im ganzen Hafen geböscht. Um bei jedem Wasserstand einen öldichten Anschluß der Pontons an diese geböschten Ufer zu erreichen, ist auf beiden Ufern ein besonderes senkrechtes Anschlußbauwerk errichtet, wie solche auch bei der in Abb. 10c dargestellten Anlage in der Rethe vorhanden sind. Für den 4. Seehafen hatten Vergleichsentwürfe, die die festen senkrechten Anschlußbauwerke durch billigere Lösungen, wie z. B. kurzgliedrige Pontonketten ersetzen sollten, kein brauchbares Ergebnis. Die Anschlußbauwerke (Abb. 12) bestehen aus gebrauchten Larssen-Spundwänden. Irgendwelche Schwierigkeiten oder nennenswerte Mehrkosten haben sich aus der Verwendung alter Bohlen nicht ergeben. Entsprechend den zur Verfügung stehenden Vorräten wurde in der Hauptsache Profil III verwendet. Nach den Erfahrungen während und nach dem Bau würde auch ein schwächeres Bohlenprofil ausgereicht haben.

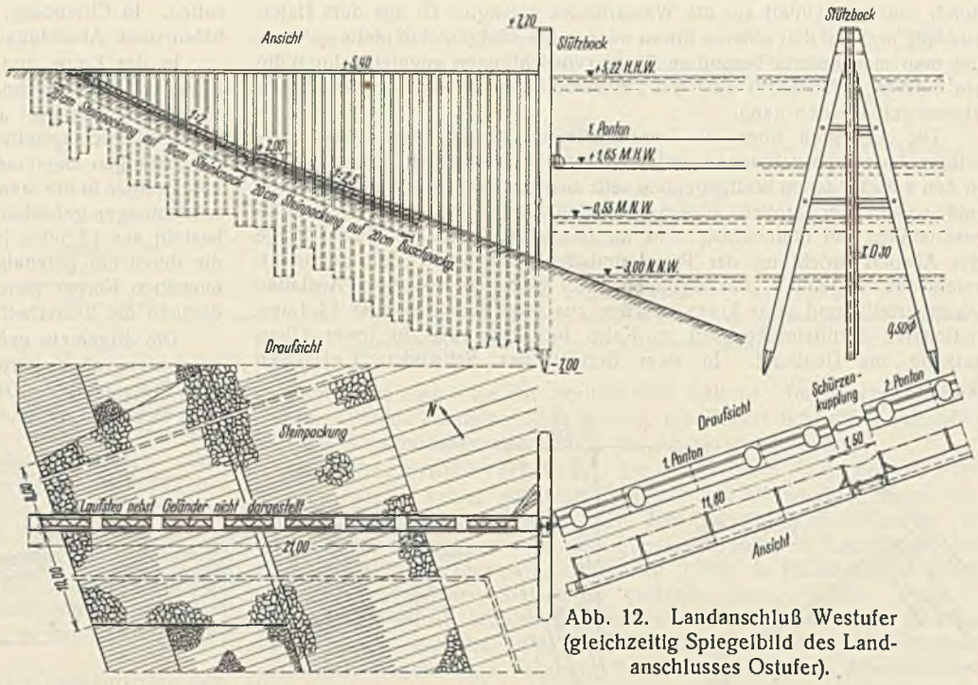


Abb. 12. Landanschluß Westufer (gleichzeitig Spiegelbild des Landanschlusses Ostufer).

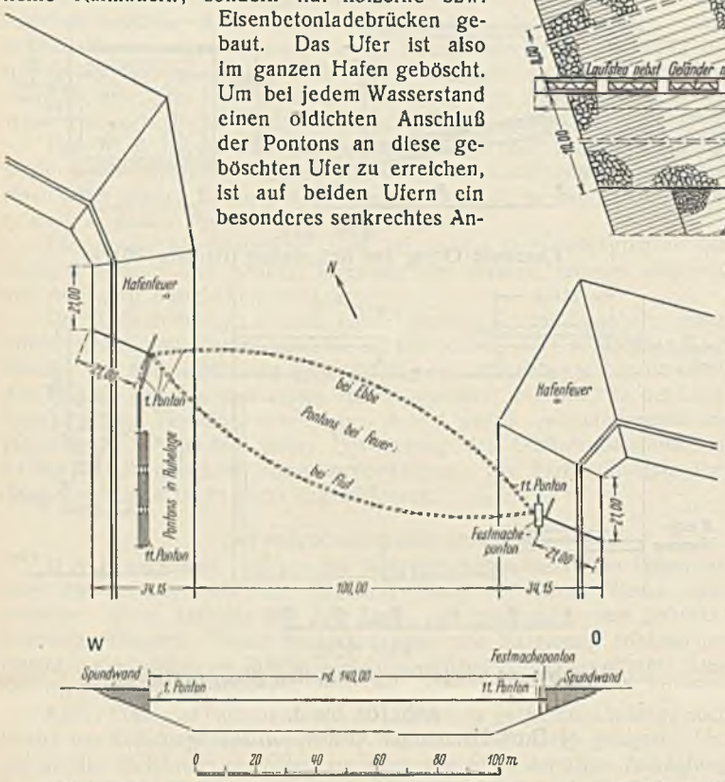


Abb. 11. Absperrvorrichtung des 4. Seehafens. Lageplan und Ansicht.

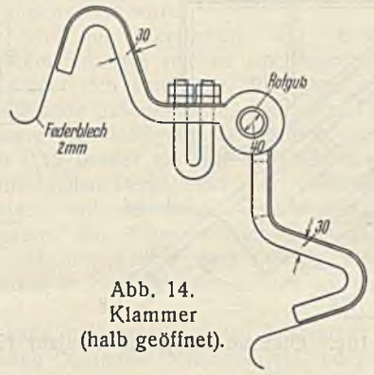
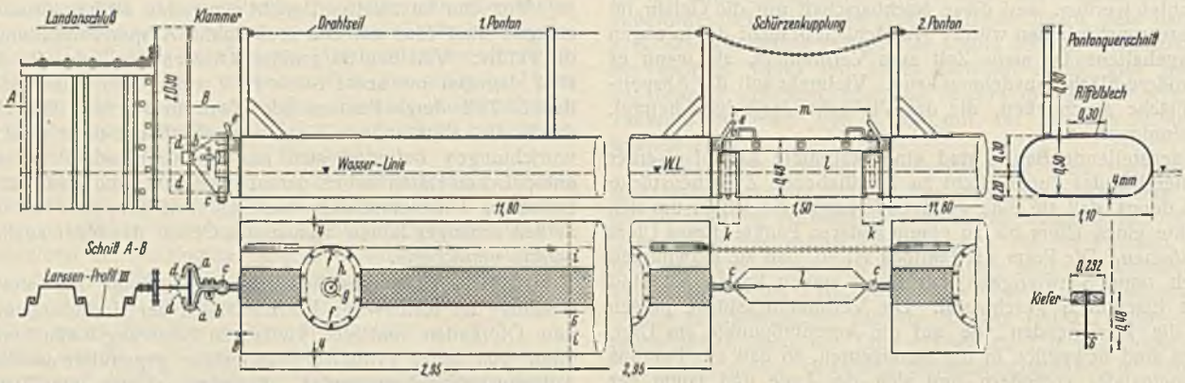


Abb. 14. Klammer (halb geöffnet).

Die Spundwände enden wasserseitig mit je einem Differdinger Träger. An diesen werden der erste und der letzte Ponton mittels einer kräftigen zweiteiligen Eisenklammer *a* befestigt (Abb. 13 u. 14). Die Spundwände reichen nur soweit auf die Hafenböschung vor, daß die Pontons bei sehr niedrigem NW der Elbe an den Anschlußstellen bei den Differdinger Trägern noch gerade eben frei schwimmen.



a Klammer. *b* Verschlußkeil. *c* Gelenkbolzen. *d* Dichtungsblech. *e* Schleppschäkel. *f* Mannloch. *g* Eiserne Schraube für Pumpenschlauch. *h* Messingpellschraube. *i* Zwischenwand. *k* Dichtung aus Chromleder. *l* Schürze. *m* Sicherheitskette, nicht dargestellt.

Abb. 13. Ausbildung der Pontons und Verbindung der Pontons untereinander und mit dem westlichen Landanschluß.

Die Absperrvorrichtung ist gewöhnlich in ganzer Breite zwischen den Anschlußspundwänden geöffnet und wird nur im Notfall geschlossen. Die Pontons liegen im Ruhezustande schlangenartig zusammengelegt am Westufer an Pfählen befestigt gebrauchsfähig im Wasser. Der 1. Ponton

[4]) Bautechn. 1926, S. 593.

ist ständig mit dem westlichen Anschlußbauwerk verbunden (Abb. 13). Beim Schließen der Pontonkette nimmt das städtische Feuerlöschboot oder ein anderer Schlepper nach Lösen der Halteketten den 11. Ponton in Schlepp und zieht die Pontonkette quer über den Hafen. Am Ostufer wird der 11. Ponton mit dem in Abb. 11 angedeuteten Festmacheponton durch einige einfache Handgriffe mittels der Klammer verbunden. Der ganze Vorgang dauerte bei verschiedenen Übungen nur etwa 7 min.

Um das Schließen der Vorrichtung bei Gefahr in kürzester Zeit und ohne Gefährdung der Bedienungsmannschaft durch auf dem Wasser schwimmendes und brennendes Öl zu erreichen, wurde auch die Lösung untersucht, daß auf der Hafensohle eine Schlepptrosse ständig ausliegt und auf dem Ostufer eine elektrisch betriebene Antriebwinde aufgestellt wird. Mit einer derartigen Vorrichtung könnte die Pontonkette im Gefahrenfalle unabhängig vom Eintreffen eines Schleppers alsbald vom Lande aus geschlossen werden. In der Praxis wirkt sich dieser Zeitgewinn aber nicht aus, da bei Gefahr die Vorrichtung nicht sofort zugezogen und geschlossen gehalten werden kann. Es müssen vielmehr zuvor die gefährdeten Fahrzeuge den Hafen verlassen und zum mindesten die Feuerlöschboote einfahren. Auch stößt bei der näheren Durcharbeitung die öldichte Befestigung des 1. Pontons am östlichen Landanschluß auf rein mechanischem Wege auf Schwierigkeiten. Es müßte also doch Bedienung vom Wasser aus durch Menschenhand zu Hilfe genommen werden, so daß sich auch der scheinbare Vorteil der Bedienung vom Land aus nicht voll auswirken würde. Ein weiteres Bedenken gegen diese Lösung war ferner, abgesehen von den erheblich höheren Kosten (60 000 statt 40 000 RM) die Gefährdung der Trosse durch schleppende Schiffsanker. Dadurch wird die Betriebsicherheit, auf die gerade besonderer Wert gelegt werden muß, beeinträchtigt. Nach reiflicher Prüfung wurde daher diese Lösung aus technischen, betrieblichen und wirtschaftlichen Gründen verworfen.

Pontons. In Hamburg sind neuerdings neben der oben erwähnten ortsfesten Anlage noch 500 m leichte Pontonschlengel beschafft. Sie können im Bedarfsfalle zu jedem beliebigen Hafenteile geschleppt und dort zur Absperrung einzelner Schiffe oder ganzer Hafenteile verwendet werden. Im Brandfalle sind sie noch nicht in Tätigkeit getreten. Dagegen sind sie mit Erfolg zum Einkreisen eines leckgesprungenen Tankdampfers verwendet worden.[1])

Diese Hamburger leichten Pontons haben für die Harburger Anlage als Vorbild gedient. Jeder Ponton ist 11,80 m lang. Zur Verbindung je zweier benachbarter Pontons dient eine 1,50 m lange Gelenkverbindung (Schürzenkupplung, s. Abb. 13). Sie ermöglicht Bewegungen der Pontons gegeneinander in jeder Richtung. Sämtliche Pontons sind untereinander völlig gleichartig und können nach Bedarf gegeneinander oder gegen einen Ersatzponton ausgewechselt werden.

Der 50 cm hohe (20 cm Tauchtiefe und 30 cm über dem Wasser) und 1,10 m breite Querschnitt gleicht einer plattgedrückten Ellipse. Er hat den Vorzug großer Schwimm- und Kippsicherheit. Jeder Schwimmkörper ist zur Erhöhung der Steifigkeit und Schwimmsicherheit durch drei Zwischenwände in vier gleich lange Abteilungen unterteilt. Die Längswände bestehen aus 4 mm dickem, die Zwischenwände aus 6 mm dickem und die beiden Endstirnwände aus 8 mm dickem Eisenblech. Die Nähte sind geschweißt. In Übereinstimmung mit verschiedenen hier und anderen Ortes bereits bestehenden Anlagen (vgl. Abb. 10c u. d) wurde die Anordnung eines äußeren Schutzes aus feuersicheren Baustoffen für die Eisenhaut nicht für erforderlich gehalten. Das laufende Meter Schlängel (Ponton und Schürzenkupplung) kostete 1929 rd. 68 RM.

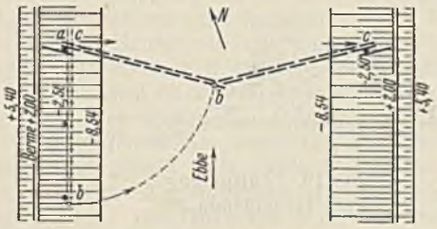


Abb. 14a. Behelfmäßige Absperrvorrichtung aus Rammpfählen.

Die Pontons sind für einzelne Personen begehbar. Da jedoch bei einer Schleppübung mehrere von ihnen aus nicht näher festgestellter Ursache, vermutlich infolge unsachgemäßen Schleppens quer zur Längsachse, umkippten, ist das Betreten außer in der Ruhelage am Ufer untersagt.

Einige Schwierigkeiten machte die ordnungsgemäße Dichtung an den Gelenkbolzen zwischen Ponton und Schürzenkupplung. Wenngleich die Ölmengen, die an diesen Stellen durchfließen könnten, nur verhältnismäßig gering und leicht zu bekämpfen sind, so wurde auch hier ein möglichst öldichter Abschluß angestrebt. Die zunächst angeordneten Blechfedern verbogen sehr bald so stark, daß sie ihren Zweck nicht mehr erfüllten.

[1]) Vgl. Bautechn. 1933, Heft 36, S. 491.

Nach längeren Versuchen sind Dichtungen aus Chromleder angebracht worden (s. *k* in Abb. 13). Sie sind am Ponton und an der Schürzenkupplung festgeschraubt und verhindern so gleichzeitig, daß bei starkem Wellengang durch Schiffsverkehr die Gelenkbolzen *c* der Schürzenkupplungen aushaken, wie es vorher mehrfach der Fall war. Sie haben sich im Betriebe als dauerhaft erwiesen und auch eine scharfe Brandprobe an einem Versuchstück gut überstanden. Soweit bekannt, ist die Harburger Anlage die erste ortsfeste Schlängelanlage zum Abschließen eines Hafens. Mängel haben sich bisher nicht herausgestellt.

Bis zur Fertigstellung der vorgeschilderten endgültigen Absperrvorrichtung wurde die in Abb. 14a dargestellte vorläufige Anlage aus Rammpfählen verwendet.

Nebenanlagen (Dalbengruppe und Einfahrtfeuer). Nach den Vorschriften der Hafenpolizeiverordnung müssen Tankdampfer alsbald nach der Einfahrt in den Hafen die Kesselfeuer löschen. Zum Dampfaufmachen für die Ausfahrt müssen sie, wenn die Hafenpolizei keine Ausnahme gestattet, an einen besonderen Liegeplatz außerhalb des 4. Seehafens verholen. Dieser liegt stromabwärts vom 4. Seehafen in der Süderelbe am Rande des Fahrwassers und besteht aus sieben 12 pfähligen Dalben und je einem Eisbrecher nach Unter- und Oberstrom. Die Dalben haben teils 60 und teils 40 m gegenseitigen Abstand. Die in der Mitte 50 cm starken Kiefernpfähle sind nach dem Rüping-Verfahren mit Teeröl getränkt und waldrecht mit schwacher Neigung gerammt. Nach der Fahrwasserseite zu stehen die Dalben senkrecht.

Die Einfahrten zum 1. bis 3. Seehafen waren bisher auf Steuerbord mit je einem festen weißen Einfahrtfeuer bezeichnet. Da diese Art der Bezeichnung nicht den „Grundsätzen für die Leuchtfeuer und Nebelsignale der deutschen Küste" entspricht, wurde der Bau der Einfahrtfeuer für den 4. Seehafen zum Anlaß genommen, um sämtliche vier Einfahrten einheitlich vorschriftsmäßig zu bezeichnen. Jede Einfahrt hat auf der Steuerbordseite ein festes grünes und auf der Backbordseite ein unterbrochenes rotes Feuer mit elektrischem Antrieb erhalten. Die Anzahl der Unterbrechungen entspricht der Nummer des betreffenden Hafenbeckens, so daß der Schiffsführer leicht erkennt, welchen der dicht nebeneinander liegenden Häfen er vor sich hat.

Die neuen Feuer sind nicht wie bisher auf den fünfpfähligen Dalben selber angebracht, sondern zum Schutze gegen Schiffstöße auf einem besonderen hinter dem Dalben stehenden Einzelpfahl. Störende Schwankungen dieses freistehenden Einzelpfahles sind auch bei starkem Seegang nicht beobachtet worden.

8. Bauausführung.

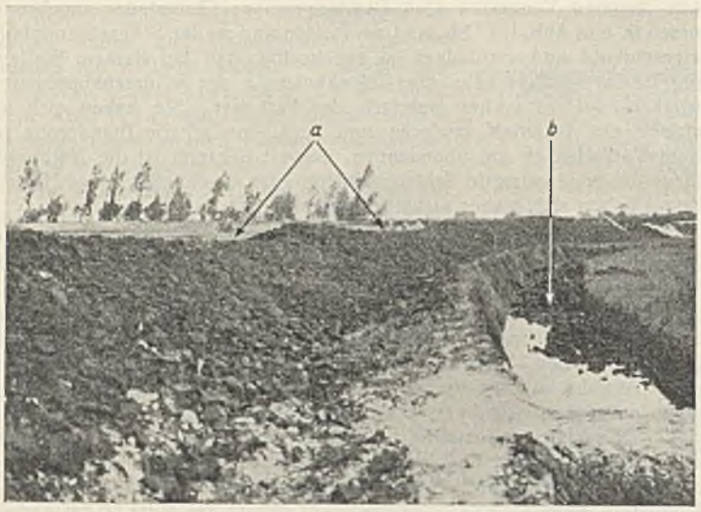
Zur Herstellung des 4. Seehafens waren im Abtrag gemessen rechnerisch 1 200 000 m³ Boden zu baggern. Zur Aufhöhung des Geländes waren rechnungsmäßig im Profilmaß 2 800 000 m³ Sand aufzuspülen (ohne Rücksicht auf Verdrückungen des Untergrundes und Überhöhung). Der beim Aufspülen fehlende Sand wurde bei anderen Neubauarbeiten und bei Unterhaltungsbaggerungen in der Süderelbe gewonnen.

Das Baggergut aus dem Hafenbecken bestand etwa je zur Hälfte aus Sand und aus moorigem und kleiigem Boden. Er war also zur Aufhöhung von Industriegelände wenig geeignet. Auf seine Verwendung konnte aber nicht verzichtet werden, da anderer geeigneter Boden nicht in genügender Menge zur Verfügung stand. Im übrigen war der bei anderen Neubauarbeiten gewonnene Sand teilweise auch erheblich mit Klei und Moor durchsetzt. Die unvermeidliche Folge war, daß beim Aufspülen ein Teil des sich zu Schlamm auflösenden Moor- und Kleibodens mit dem Spülwasser in den Hafen zurückgelangte. Dieser Schlammsatz wurde zum Schluß nochmals gebaggert und teils zum Überschlicken der Spülflächen gegen Sandverwehungen benutzt.

Nach den Geländeverkaufsverträgen mußte der Hafen binnen 2¼ Jahren in seiner ganzen Länge ausgebaggert sein. Auch für den Ausbau der einzelnen Teilstrecken waren in den Verträgen genaue Fristen festgelegt. Diese verschiedenen sehr kurz bemessenen Fristen waren nicht nur maßgebend für den Baufortschritt, sondern sie haben auch die Reihenfolge der Bauarbeiten wesentlich beeinflußt, zum Teil damit auch die Kosten.

Bei Beginn der Bauarbeiten wurden fünf längs des Elbdeiches auf dem Baugelände stehende Bauern- und Fischerhäuser (s. unter 3.) auf Abbruch verkauft. Die anderweitige Unterbringung der elf Familien derart, daß sie ihrem Beruf weiterhin nachgehen konnten, machte in der Zeit der Wohnungsnot erhebliche Schwierigkeiten. Sie gelang aber rechtzeitig und ohne größere Kosten mit Hilfe der Wohnungsämter.

Vor dem Durchbaggern des Elbdeiches wurde am Westufer des zukünftigen 4. Seehafens längs der Landscheide im Zuge der neuen Moorburger Straße ein Ersatzdeich geschaffen, der das Bindeglied zwischen dem stehenbleibenden Deichstumpf und dem sturmflutfreien Seehafenbahnhof herstellte. Dieser Ersatzdeich wurde als eine der ersten Arbeiten so rechtzeitig fertiggestellt, daß die anschließende Befestigung der neuen Moorburger Straße vor dem Durchstich des Elbdeiches beendet war. Dadurch wurde es möglich, den Bau einer besonderen kostspieligen Notstraße zu vermeiden und während der Bauausführung für die neue Straße nach



a im Moor versackter Spüldamm. *b* in der Grabensohle hochgedrücktes Moor.

Abb. 15. Verdrückung des Untergrundes beim Aufspülen.

Abb. 16. Verdrückung des Elbufers beim Aufspülen (hochgedrückte Spülrohre).

Sperrung der alten den Verkehr ohne große Unkosten über die 3. Hafenstraße und den Elbdeich umzuleiten.

Der Dammfuß wurde im Interesse guter Geländeausnutzung bis unmittelbar an die stärkste Krümmung der Grenzscheide herangerückt. Der mittlere Abstand von ihr beträgt rd. 6 m. Die an sich erwünschte Begradigung des Wasserlaufes ließ sich aus verwaltungstechnischen Gründen in der zur Verfügung stehenden Zeit nicht durchführen.

Wegen des geringen Abstandes des Dammes von der Grenzscheide und wegen des ungünstigen Untergrundes mußte mit erheblichen Verdrückungen dieses Wasserlaufes gerechnet werden. Anderseits war aber die ordnungsgemäße Aufrechterhaltung der Vorflut von besonderer Bedeutung, da die Grenzscheide ausgedehnte tiefliegende Weideländereien mit ohnehin ungünstiger Vorflut entwässert. Um Unterlagen für etwaige Schadenersatzforderungen infolge ihrer Störung zu sammeln, wurde bereits vor Baubeginn ein selbstschreibender Pegel aufgestellt und während der ganzen Bauzeit betrieben.

Um ferner die zu erwartenden Verdrückungen der Grenzscheide möglichst gering zu halten, wurde unter dem Damm in dessen ganzer Längsausdehnung vor Beginn der Aufspülung ein grabenartiger Schlitz gezogen (Abb. 18). Er reichte bis in die Moorschicht hinunter, so daß der Zusammenhang in der festen Grasnarbe und Kleidecke über dem Moor an dieser Stelle unterbrochen wurde. Dadurch sollte erreicht werden, daß bei der Aufspülung die schwere Sandauflast alsbald tief in das weiche Moor sackte und so bei den weiteren Aufspülarbeiten das Moor gegen die Grenzscheide abriegelte und allzu große Verdrückungen der Grenzscheide verhinderte.

Die Wirksamkeit solcher Schlitzgräben zeigte sich in anschaulicher Weise bei der Herstellung eines 2 m hohen Spüldammes. Der Boden wurde zum Teil aus einem unmittelbar daneben liegenden grabenförmigen Schacht entnommen. Durch die Aufschlitzung der Grasnarbe und des Kleies neben dem Spüldamm wurde die Tragfähigkeit des Untergrundes unter dem Damm soweit gemindert, daß er (a in Abb. 15) einsackte. Dabei stieg das verdrängte Moor an der Stelle des geringsten Widerstandes, d. h. im Graben, hoch (b in Abb. 15) und füllte ihn stellenweise fast bordvoll an.

Auch in der Grenzscheide zeigten sich, wie erwartet, ähnliche Erscheinungen. Sie blieben aber in erträglichen Grenzen. Durch jeweiliges alsbaldiges Wiederherstellen des vorgeschriebenen Querschnitts konnten schädliche Vorflutstörungen und Schadenersatzforderungen vermieden werden.

In der südlichen Verlängerung der Grenzscheide (Abzuggraben) wurde eine nahe an den Dammfuß herantretende Krümmung durch das von unten aufdrängende Moor vollkommen ausgefüllt. Hier wurde das alte Bett aufgegeben und durch einen weiter vom Dammfuß entfernt liegenden kurzen Durchstich ersetzt.

Auch bei den übrigen Bagger- und Spülarbeiten mußte der Untergrundfrage besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Bei der Herstellung der ersten drei Seehäfen waren umfangreiche Böschungsrutschungen entstanden. Um eine Wiederholung dieser Erscheinung beim Bau des 4. Seehafens zu vermeiden, wurde durchweg zunächst das Ufergelände aufgespült und erst, nachdem durch die Auflast der Untergrund zusammengedrückt und standsicherer geworden war, die zugehörige Hafenstrecke gebaggert. Eine größere Böschungsrutschung ist nur an einer kurzen Strecke eingetreten, wo mit Rücksicht auf das durch die Geländekaufverträge festgelegte Bauprogramm zuerst gebaggert und dann aufgespült werden mußte. Abb. 16 zeigt die Verdrückung des Elbufers beim Aufspülen.

Abb. 17. Spülfläche mit hölzernen Spülklappen.

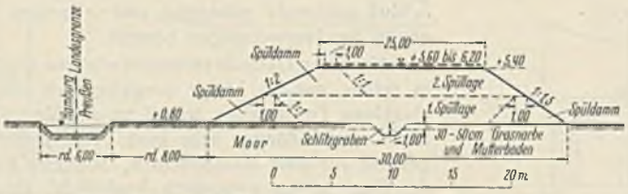


Abb. 18. Aufspülung Straßen- und Gleisdamm.

Abb. 19. Aufspülung am Hafendamm.

Aufgespült wurde in üblicher Weise zwischen Spüldämmen unter Verwendung von Holzschotten (Abb. 17). Um an Kosten für die Spüldämme zu sparen, wurde nicht auf einmal in voller Höhe, sondern in zwei etwa gleich hohen Lagen aufgespült (Abb. 18 u. 19). Wegen des ungünstigen Untergrundes sackten, wie weiter oben schon erwähnt, die Spüldämme stellenweise erheblich ein. Zur Herstellung mußte der an Ort und Stelle gewonnene wenig geeignete Moor- und Sandboden verwendet werden. Die Aufspülung folgte wegen der kurzen Bauzeit im allgemeinen der Herstellung des Spüldammes unmittelbar auf dem Fuße, so daß die Dämme nicht genügend Zeit hatten, sich zu setzen. Die verschiedenen ungünstigen Umstände zusammen bewirkten, daß die Spüldämme vieler-

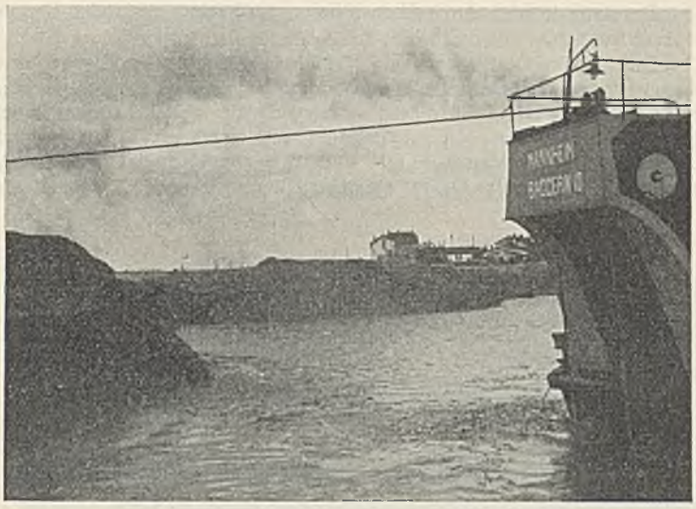


Abb. 21. Durchbaggerung des Elbdeiches.

Abb. 22. Erster Tankdampfer im 4. Seehafen.

orts brachen, ohne daß allerdings wesentliche Nachteile dadurch entstanden.

Um festzustellen, um welches Maß der Untergrund sich beim Aufspülen zusammenpreßte, wurden an verschiedenen Geländestellen vor Beginn der Aufspülung auf den gewachsenen Boden 4 m² große Holzplatten mit senkrecht aufgesetzten Gasrohren gelegt. Die Holzplatte und das Gasrohr wurden vor und nach der Aufspülung einnivelliert (Abb. 20). Zum Vergleich wurden nach beendeter Aufspülung einige Bohrlöcher durch den aufgespülten Sand bis auf die Grasnarbe hinunter ausgeführt,

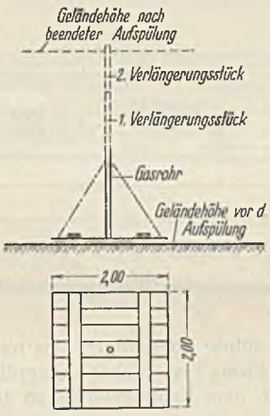


Abb. 20. Beobachtung der Geländesenkung beim Aufspülen.

deren Höhenlage vor Beginn der Aufspülung einnivelliert war. Diese verschiedenen Beobachtungen haben ergeben, daß der Untergrund während der Aufspülung im Durchschnitt etwa 20 cm zusammengepreßt worden ist.

Die nachträgliche Sackung der Spülflächenoberfläche betrug im ersten Monat nach beendeter Aufspülung bis zu 9 cm, im zweiten bis zu 4 cm und stieg im Laufe der Zeit auf etwa insgesamt 30 cm. An den Rändern der Aufspülung, wo der Untergrund seitlich ausweichen konnte, war sie naturgemäß größer und betrug z. B. im Zuge der Moorburger Straße im Mittel 40 cm, im Höchstmaß 60 cm. Größere Sackungen wurden ferner bei der Ebano unter den großen Tanks festgestellt. Die Tanks sind mittels eines leichten Eisenbetonringfundaments ohne Pfahlgründung auf den aufgespülten Sand gestellt. Als größte Bodenpressung durch den vollen Tank ist behördlich 1,2 kg/cm² zugelassen. Die größte beobachtete Sackung beträgt rd. 1 m. Die Tanks haben dabei keinen Schaden genommen. Inwieweit an diesem Maße die Zusammendrückung des gewachsenen Untergrundes und inwieweit die Raumverkleinerung und ein seitliches Ausweichen von aufgespültem Schlamm beteiligt ist, sei dahingestellt.

Mit den Bauarbeiten wurde im April 1927 begonnen. Die aufgehöhte neue Moorburger Straße konnte bereits am 10. April 1928 dem Verkehr übergeben werden. Am 13. April 1928 wurde der Elbdeich durchbaggert (Abb. 21). Im Frühjahr 1929 waren die Hauptarbeiten beendet, und am 7. Juni 1929, nach reichlich zweijähriger Bauzeit, wurde der Hafen noch während der restlichen Bauarbeiten in Betrieb genommen. An diesem Tage legte das erste Tankschiff bei den Fabrikanlagen der Rhenania-Ossag an (Abb. 22).

Insgesamt wurden nach Schutenmaß 2 200 000 m³ Boden im 4. Seehafen gebaggert und 4500000 m³ Boden aufgespült. Beim Vergleich dieser tatsächlichen Leistungen mit den weiter oben genannten rechnerischen (1 200 000 bzw. 2 800 000 m³) ist zu beachten, daß die rechnerischen Werte im Profilmaß angegeben waren. Die starke Abweichung zwischen der rechnerischen und tatsächlichen Leistung ist auf die in den rechnerisch ermittelten Werten unberücksichtigt gebliebene Sackung des Untergrundes, auf die ungewöhnlich große Auflockerung des zum Teil moorigen Bodens

Abb. 23. Bagger- und Spülarbeiten (auf dem Bilde 1 Eimerkettenbagger und 3 Spüler).

und auf die Doppelbaggerung des von den Spülfeldern in das Hafenbecken abgelaufenen Schlammes zurückzuführen.

Die Bagger- und Spülarbeiten wurden der besonderen Umstände halber (schwierige Baudisposition mit Rücksicht auf die Baupläne der Rhenania-Ossag und Ebano und im Zusammenhang mit den Unterhaltungsarbeiten bei der Bodengewinnung und -aufspülung) in der Hauptsache mit staatlichem Gerät im Eigenbetriebe ausgeführt. Um die kurzen vertraglichen Fristen mit der Rhenania-Ossag und der Ebano innezuhalten, wurden die Arbeiten auch in den Wintermonaten fortgeführt und nur bei Eisgang unterbrochen.

Zur Beschleunigung wurde im Sommer 1928 ein Baggergerät der Zweigniederlassung Grün & Bilfinger in Hamburg hinzugezogen. Dieser Firma wurde im Wege öffentlicher Ausschreibung die Baggerung und Aufspülung von 800 000 m³ (Schutenmaß) Boden übertragen.

Einschließlich dieses Unternehmergeräts arbeiteten bis zu vier Eimerkettenbagger und bis zu drei Spüler gleichzeitig in zwei Arbeitschichten (Abb. 23) mit einer Höchsttageleistung von 28 000 m³ in Schutenmaß. Die größte Spülentfernung betrug etwa 2 km.

Die übrigen Arbeiten und die Lieferungen wurden im Wege öffentlicher und beschränkter Ausschreibung an verschiedene Unternehmer vergeben.

9. Kosten.

Die für den Ausbau des 4. Seehafens erforderlichen Geldmittel wurden durch das Gesetz über die Bereitstellung von Staatsmitteln für den Ausbau des preußischen Hafengebietes an der unteren Elbe vom 23. Juli 1927 bewilligt. — Die Kosten haben für die Bauarbeiten 3 100 000 RM und für den Geländeerwerb 2 900 000 RM, insgesamt also 6 000 000 RM betragen. Durch den Verkauf des baureif aufgeschlossenen Geländes wurden die Gesamtkosten wieder eingebracht.

10. Bebauung.

Die Rhenania-Ossag und die Ebano-Asphaltwerke haben, sobald es der Fortschritt der Geländeaufhöhung zuließ, mit dem Bau ihrer Fabriken begonnen. Die Rhenania hat außer den Fabrikanlagen auf der Landzunge zwischen dem 3. und 4. Hafen ein Tanklager für Benzin errichtet. Auch die D.A.P.G. hatte die Verpflichtung, binnen zwei Jahren nach Aufhöhen des Geländes ihre Werkanlagen zu erbauen. Da sich die Verhandlungen über die Erweiterung des Seehafenbahnhofs in die Länge zogen, entstanden Schwierigkeiten. Die D.A.P.G. geriet dadurch in die Zeit der verstärkten Wirtschaftskrise und mußte ihr Bauvorhaben infolgedessen vorläufig zurückstellen.

Einen Begriff von den Größenverhältnissen der Fabrikanlagen mögen die Abb. 24 bis 27 und die folgenden Zahlen geben:

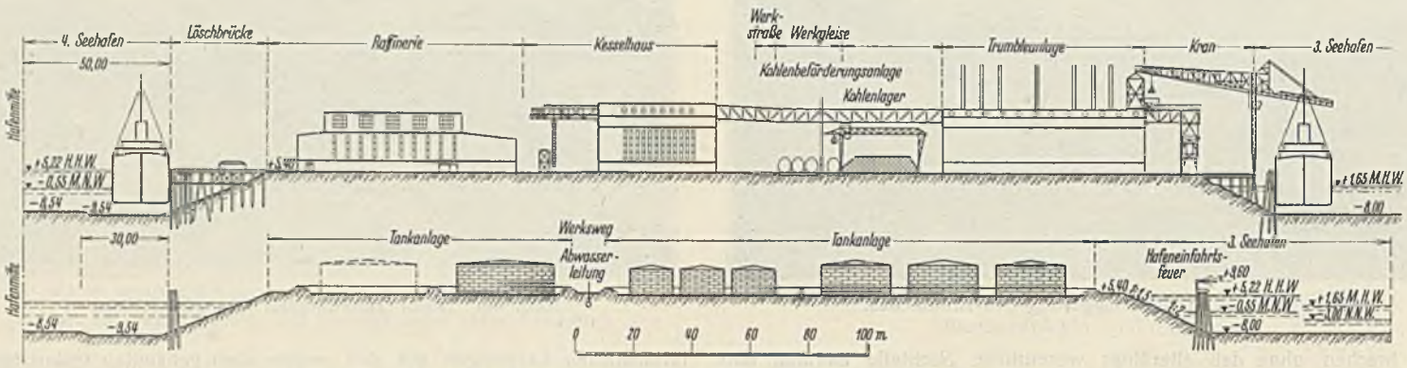


Abb. 24. Querschnitte durch Werk der Rhenania-Ossag.

Das Gesamtgelände der Rhenania-Ossag ist 310 000 m² groß. Davon sind bisher 200 000 m² bebaut mit einem Kostenaufwande von rd. 14 Mill. RM. Der Bau der Tanks und Destillationsanlage hat $1^1/_4$ Jahre gedauert. Die Tanks fassen insgesamt 90 000 m³. Die größten Tanks haben 33 m Durchm., 10 m Höhe und je 8700 m³ Inhalt. Die Fabrik kann jährlich 200 000 t Rohware verarbeiten und beschäftigt bei vollem Betriebe 400 Arbeitskräfte. Ein Tankschiff mit 10 000 t Öl wird in zehn Stunden gelöscht. Zum Vergleich sei erwähnt, daß das Löschen des eingangs genannten Tankschiffes „Andromeda" mit 2700 t Ladung in den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts vier Wochen dauerte. Die Rohrleitungen zur Beförderung von Öl, Asphalt und Benzin sind insgesamt 70 km lang. Die Vollspurgleise messen 2 km. Durch das Werk führt eine 800 m lange gepflasterte Hauptstraße. Die mit Schlacke befestigten Nebenstraßen sind rd. 1800 m lang.

Die bei der Destillation anfallenden übelriechenden Gase werden mittels Vakuumpumpen abgefangen, in die Heizräume der Öfen getrieben und dort verbrannt. Geruchbelästigungen sind daher durch das Werk bisher nicht eingetreten.

Das Gesamtgelände der Ebano-Asphaltwerke ist 160 000 m² groß. In zus. 30 Tanks können 90 000 m³ Rohöl und Fertigerzeugnisse, im Lagerhaus 6000 t in Blechtrommeln gelagert werden. Die größten Tanks haben 36 m Durchm. Die Fabrik hat ein jährliches Erzeugnisvermögen von 360 000 t und ist die größte Anlage dieser Art in Europa. Sie besitzt 24 Pumpen für Rohöl, Derivate und Asphalt mit 2200 m³ Stundenleistung. Es können täglich 180 Kesselwagen mit 3600 m³ Asphalt abgefüllt und 40 Güterwagen mit 800 t Faßgut beladen werden. Das Rohrleitungsnetz für Öl, Dampf, Rein- und Schmutzwasser ist etwa 31 km lang. Die Vollspurgleisanlagen sind über 3 km lang.

Beide Werke verarbeiten sehr asphaltreiche Erdöle. So enthält das aus dem Ebanodistrikt im Norden Mexikos stammende Rohöl der Ebanowerke 70 % Asphalt. Der Asphalt ist also nicht ein Rückstand oder Nebenerzeugnis, sondern das Haupterzeugnis, das maßgebend für Zweck und Umfang der Fabrik ist.

Der Asphalt wird durch Abdestillieren der leichter siedenden Bestandteile gewonnen.

Die bei der Destillation zum Kühlen gebrauchten ölhaltigen Wassermengen werden, bevor sie in die Süderelbe abgelassen werden, durch Kläranlagen geleitet. In diesen setzen sich die in der Fabrikation mitgerissenen Ölteilchen bis auf geringe Restmengen ab. Die Preußische Landesanstalt für Wasser-, Luft- und Bodenhygiene hat für die Abwässer der Rhenania-Ossag ein Gutachten abgegeben, wonach eine Restmenge von 20 mg Öl im Liter Wasser als noch zulässig bezeichnet werden kann.

Der Rhenania-Ossag war wasserpolizeilich gestattet worden, die in der Raffinerie anfallende Filtererde in einer Menge von täglich 4 m³ ölfrei in feinstverteiltem Zustande mit den Abwässern in die Süderelbe abzulassen. Ihre Einleitung führte aber wegen des restlichen Ölgehalts zu Schwierigkeiten. Die Firma ist daher neuerdings dazu übergegangen, die Filtererde auf dem Fabrikgelände zu lagern und sie zu verbrennen.

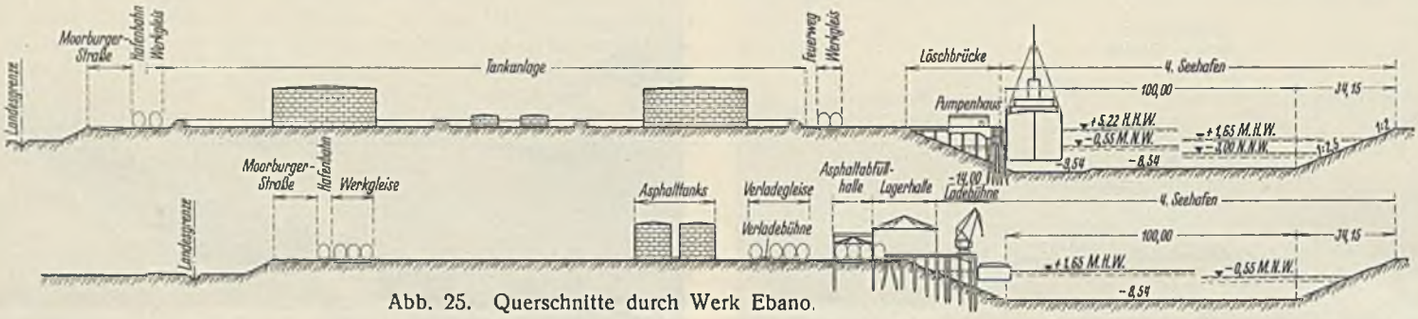


Abb. 25. Querschnitte durch Werk Ebano.

Abb. 26.
Fliegeraufnahme des Werkes der Rhenania-Ossag.

Die Einleitung der Abwässer steht unter ständiger Überwachung durch das Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg als die Wasserpolizeibehörde. Das Wasser wird durch einen besonderen, unter Verschluß des Wasserbauamts stehenden Kontrollschacht mit Ölabscheider geleitet. Der Ölabscheider des zunächst im Zuge des Hauptkanals eingebauten

Schachtes erwies sich als unwirksam, da die durchströmende Wassermenge zu groß war. Die Firmen haben daher Kontrollschächte in kurzen Zweigleitungen einbauen müssen (Abb. 28). Durch teilweises Schließen der Eintrittsöffnung des Schachtes kann die Geschwindigkeit des Wassers geregelt werden.

Diese Schächte haben sich als sehr wirksam erwiesen. Sie bilden eine ständige selbsttätige Kontrolle. Daneben werden in geeigneten Zeitabständen Abwasserproben entnommen und durch eine Untersuchungsanstalt auf ihren Ölgehalt geprüft.

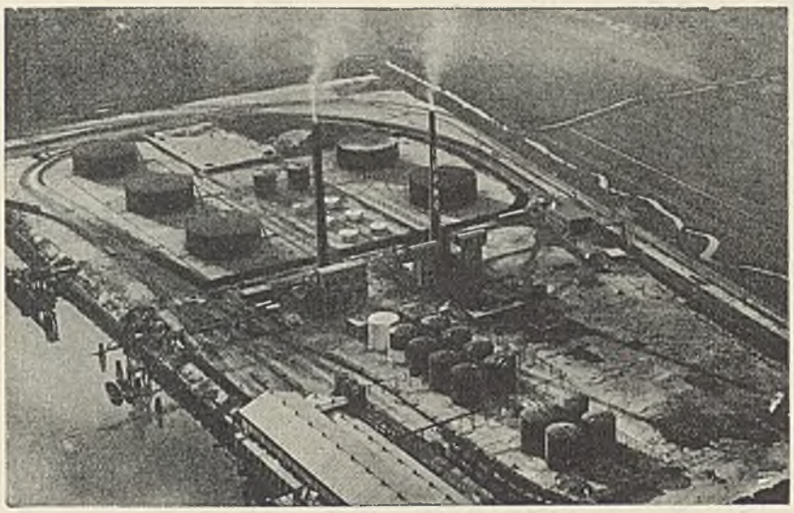


Abb. 27. Fliegeraufnahme des Werkes der Ebano.

Räumlich und betrieblich eng angelehnt an das Werk der Rhenania-Ossag ist eine Kaltasphaltfabrik der Deutschen Colas-Gesellschaft. Der zur Herstellung der Kaltemulsion benötigte Asphalt fließt in stetem Strom noch heiß durch eine 700 m lange Rohrleitung unmittelbar aus der Destillationsanlage der Rhenania-Ossag nach dem Colas-Werk. Es kann täglich 1000 t Kaltasphalt für Straßenbauzwecke herstellen.

Die Erwartungen, die von dem 4. Seehafen hinsichtlich der Verwertung des Geländes und der Belebung des Hafenverkehrs gehegt wurden, haben sich schnell erfüllt. Die in kurzer Frist geschaffenen Umschlag-, Lager- und Verarbeitungsanlagen der Werke sind nach den neuesten Erfahrungen auf diesem Gebiete ausgeführt und stellen ein glänzendes Beispiel für die Leistungsfähigkeit und Großzügigkeit der

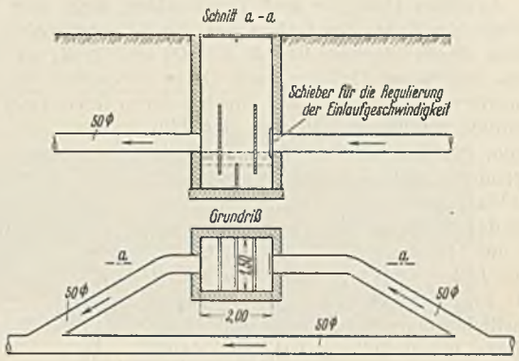


Abb. 28.
Kontrollschacht.

Bauherren und der Unternehmer dar. Der Ölumschlag im 4. Seehafen im Jahre 1930, als dem ersten nach seiner Inbetriebnahme, betrug bereits 400 000 t. Im ganzen ist hier ein Werk entstanden von hoher Bedeutung für Schiffahrt und Industrie im hamburgisch-preußischen Unterelbegebiet.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Regelung des Hwai Ho, des Kaiserkanals usw.

Von Prof. Dr.-Ing. ehr. O. Franzius, Hannover.[1])

Allgemeines.

Zwischen Huangho und Yangtsekiang liegt eins der fruchtbarsten Gebiete der Erde, das Gebiet des Hwai-Flusses (Abb. 1). Das Einzugsgebiet dieses Stromes ist rd. 134 700 km² groß, es wird nach Westen durch natürliches Gebirge, nach Osten durch den Jün Ho[2]), den Kaiserkanal (Grandekanal), begrenzt. Infolge der in Bautechn. 1931, Heft 26 u. 30, geschilderten Eigentümlichkeit des Huangho, auf einem über dem Gelände liegenden Lößrücken zu strömen, liegt die Wasserscheide im Norden fast am Ufer des Huangho. Durch die Erbauung des Jün Ho, die nach Pater Gandar im Jahre 864 v. Chr. begonnen wurde, ist das Einzugsgebiet des Hwai zuerst künstlich eingeschränkt worden. Eine weitere Einschränkung ist dann durch die im genannten Aufsatze erörterte Verlegung des Huangho-Unterlaufes bewirkt worden. Die Verlegung des Huangho-Unterlaufes nach Süden während der Jahre 1194 bis 1289 und 1324 bis 1852, also in einer Zeit von über 600 Jahren, hat dann den Zufluß der aus den Shantungbergen kommenden Nebenflüsse zum Hwai unterbunden und auch den Unterlauf des Hwai so durch Lößablagerung aufgehöht, daß nur noch ganz geringe Wassermengen von einigen 100 m³ durch Vermittlung des Jün Ho unmittelbar zum Meere über die alte Hwai-Mündung abfließen können. Von dem gewaltigen Hochwasser, das nach überschläglichen Berechnungen im Jahre 1921 15 000 m³/sek erreicht haben soll, konnten nur 7800 m³/sek durch den San Ho und den Jün Ho dem Yangtsekiang zufließen, 5300 m³/sek flossen unmittelbar dem Meere zu. Der Rest floß nach Bruch der Deiche in das Land, wobei große blühende Gebiete für viele Monate in Sümpfe verwandelt wurden.

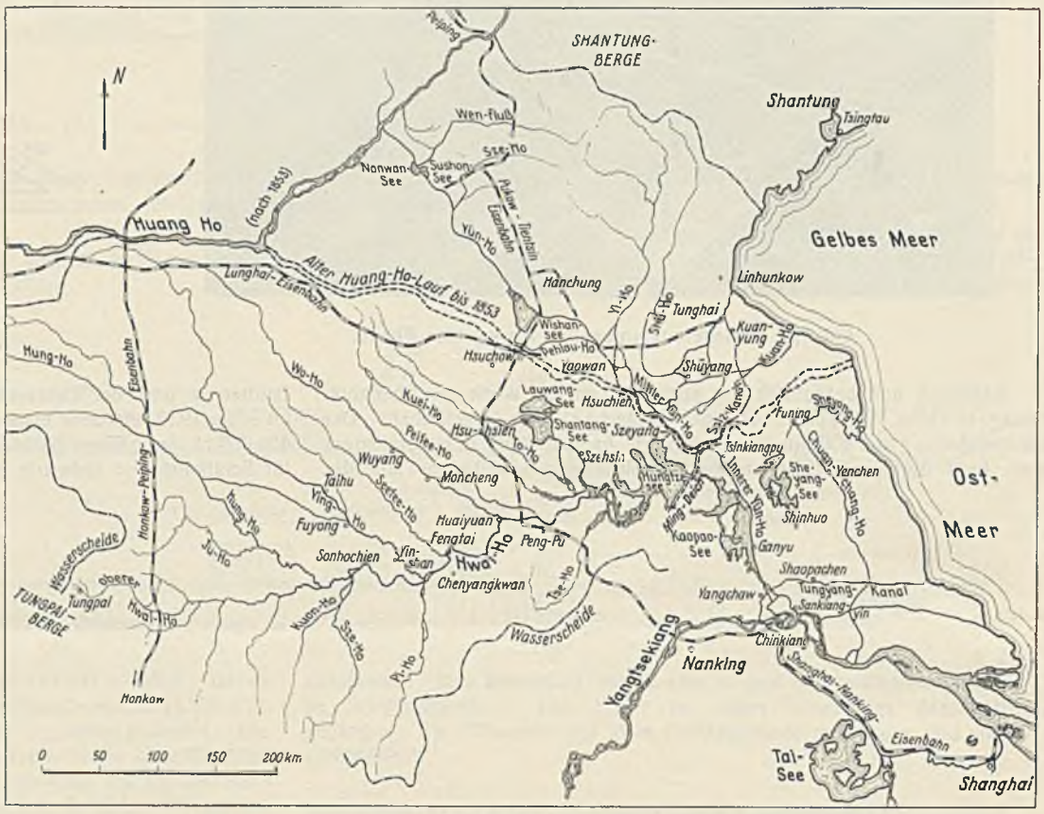


Abb. 1. Plan des Hwai-Fluß-Gebietes ohne Angabe der Gebirge.

Wie bereits früher ausgeführt, kann eine Regelung des Hwai nicht ohne gleichzeitige Sicherung des Huangho gegen einen neuen Deichbruch durchgeführt werden, wenn man nicht die Gefahr eingehen will, daß ein großer Teil des Rettungswerkes am Hwai eines Tages durch den Huangho wieder vernichtet wird. Das Hwai-Gebiet ist zum großen Teil für den Huangho Unterland. Würde man den Hwai-Lauf auch noch so gut für Katastrophen-Hochwasser ausbauen, so würde das nichts nützen, sobald der Huangho sein Wasser eines Tages wieder nach Süden schicken und damit die abzuführenden Wassermengen um 50% erhöhen würde.

Auch die Regelung des Jün Ho ist ein Problem, das nicht nur der Verkehrsverhältnisse wegen, sondern auch der Regelung des Hwai wegen gleichzeitig mit durchgeführt werden muß. Heute ist der Jün Ho, auf deutsch Transportfluß, noch ein künstlich hergestellter Fluß. Er wird zum größten Teil gespeist durch den Wen Ho, der von den Shantung-Bergen nach Westen dem Jün Ho zufließt. Dort liegt zwischen den beiden kleinen Seen, dem Nan Wang-See und dem Su Shon-See, die Scheitelhaltung. Die beiden Seen sind angelegt worden, um das nötige Wasser aufzuspeichern. Das Wasser fließt von hier nach beiden Seiten zu Tal, nach Nordwesten zum Huangho, dessen MW hier auf etwa + 40 m Huangho Null liegt, nach Südosten zum Hwai und weiter zum Yangtsekiang. Weitere Flüsse des Shantung-Gebirges sind dem Jün Ho zugeleitet worden, so der Sze Ho und der Yi Ho. Ungefähr gleichlaufend zum Yi Ho verläuft der Shü Ho. Zum Teil durch Vermittlung des Jün Ho bilden diese Shantung-Flüsse ein zusammenhängendes aber völlig verwildertes Flußsystem, das noch durch Kanäle im Unterlauf verbunden ist. Diese Flüsse sind dabei keineswegs unbedeutend. Sie haben HW-Mengen bis zu 4000 m³/sek.

Der heutige Zustand ist also so, daß alles das, was bis jetzt ein Flußsystem genannt wurde, durch den Jün Ho miteinander zusammenhängt. Will man Ordnung in dieses Chaos bringen, so ist das nur möglich durch eine Aufteilung der verschiedenen Gebiete so, daß der Zusammenhang aufhört. Hierzu kommt man zwangläufig bereits dadurch, daß man den Jün Ho aus einem Fluß in einen Kanal mit Staustufen verwandelt. Man kann also nicht an die Regelung des Hwai herangehen, wenn man nicht gleichzeitig den Jün Ho mit regeln will und die Shantung-Flüsse von dem Hwai-Gebiet völlig loslöst.

Die Umwandlung des Jün Ho in einen Kanal mit Staustufen würde vielleicht im alten China mit völlig konfuzianischer Auffassung nicht möglich gewesen sein. Die Chinesen haben fast alle großen Erfindungen vor uns gemacht. Wahrscheinlich bereits zur Zeit Kublai Chans, als China bis an das Kaspische Meer heranreichte, als deutsche Geschützmeister für den großen Chan Belagerungsgeräte bauten, haben wir viele ihrer Erfindungen übernommen. Die Chinesen hätten sicherlich auch die Kammerschleuse erfunden, wenn sie ein Bedürfnis hierfür empfunden hätten. Der alte konfuzianische Gedanke aber, niemals mit der Natur in Widerspruch zu geraten, da wir doch selbst nur ein Stück der Natur sind, zwang sie, keine künstlichen, sondern natürliche Kanäle zu erbauen. So entstand der Jün Ho als künstlicher Fluß oder natürlicher Kanal. Im heutigen China scheint aber der Weg für eine derartige Umwälzung frei zu sein, so daß man an die Umwandlung des Jün Ho in einen modernen Kanal denken kann.

Der Schlüsselpunkt des eigentlichen Hwai-Systems liegt in dem gewaltigen Hungtse-See, einem See von rd. 2500 km² Größe. Er ist ebenso wie der Jün Ho ein künstliches Gebilde aus der Mingzeit. Er bestand vor 400 Jahren aus kleineren Seen und Sümpfen und wurde durch Erbauung eines riesigen Deiches von über 50 km Länge zum größten künst-

[1]) Fortsetzung aus Bautechn. 1931, Heft 26 u. 30, S. 397 u. 450.

[2]) In Abb. 1 Yün-Ho geschrieben.

lichen Stausee der Welt umgeformt. Der Ming-Deich liegt südöstlich vom See, er besteht aus einem gewaltigen Lößdamm, der an der Seeseite auf der ganzen Länge durch eine gewaltige Ufermauer aus Natursteinen geschützt ist. Abb. 2 u. 3 zeigen von mir gemachte Aufnahmen dieses Deiches. Eine genauere Würdigung dieses Riesenbauwerkes folgt später.

Der Ming-Deich und damit der Hungtse-See wurden in der Zeit geschaffen, als der Huangho noch durch die Hwai-Mündung abfloß und die Provinzen Anhui und Kiangsu in noch schwererer Weise als heute durch die gemeinsamen Hochwässer des Hwai und des Huangho heimgesucht wurden. Bilder des damaligen Zustandes sind in dem Werke des Paters Gandar über den Jün Ho (Grandekanal) wiedergegeben, der in Sicawei

Abb. 2. Ming-Deich.

bei Shanghai im Jahre 1903 diese Arbeit veröffentlichte. Abb. 4 bis 6 zeigen nacheinander das Gebiet des Hungtse-Sees bis zum Gelben Meere vor und nach einer großen Flut und nach einem Katastrophen-HW mit Bruch der Deiche. Der Huangho ist hier mit dem Hungtse-See in unmittelbare Verbindung gebracht worden, die auch heute noch mit dem verlassenen Bett des Huangho besteht. Der Jün Ho mündete damals in die Nordostecke des Hungtse-Sees, dort, wo der Verbindungskanal zum Huangho eintrat.

Durch den Ausbruch des Huangho nach Norden ist nun die natürliche Verbindung des Jün Ho mit dem von Osten kommenden Salzkanal unterbunden worden. Die Schiffahrt durch den Jün Ho nach Norden ist zwar noch durchgehend, nach Osten zum berühmten Salzkanal aber muß über einen Damm hinweg umgeladen werden. Die in Abb. 6 dargestellte Überschwemmung bildet aber nur einen Teil der Verwüstungen, ein ebenso großer Teil liegt westlich vom Hungtse-See. Die Gefahren für dieses westlich liegende Gebiet des mittleren Hwai sind nun dadurch so ungeheuer gesteigert worden, daß der Huangho jedesmal, wenn er den Hungtse-See als Ausgleichbecken benutzte, seine Sohle durch Lößablagerung aufhöhte. So liegt heute die Sohle des Hungtse-Sees über dem östlich von ihm liegenden Land. Ob durch diese Aufstauung des Hungtse-Sees fast unwahrscheinlich kleines Gefälle im Mittellauf erzeugt worden ist, ist unsicher. Der Hwai hat auf einer Länge von mehreren 100 km westlich ein Gefälle von nur 1 : 60 000, also kleiner als das des Huangho, das etwa 1 : 7000, und das des Yangtsekiang, das etwa 1 : 45 000 beträgt. Wenn man bedenkt, daß der Yangtse dieses Gefälle auf einer Länge von fast 1000 km besitzt, dann erkennt man das Gefälle des Hwai auch mehr als eine landschaftliche Bedingtheit, die allerdings noch durch den Hungtse-See verstärkt worden sein mag.

So schwer nun die Provinz Kiangsu auch früher durch die Gefahren des Huangho betroffen gewesen sein mag, heute, nachdem die Provinz von diesem Strom verlassen worden ist, da ihr Hauptstrom, der Hwai, nicht mehr seinen Weg unmittelbar zum Meere nehmen kann, leidet die Provinz in dürren Zeiten unter furchtbarem Wassermangel. Es kann wohl kein Volk auf der Erde geben, das schwerer heimgesucht ist, als dieses fleißige und genügsame Volk der Provinz Kiangsu. Seit Jahrtausenden kämpft die Bevölkerung gegen die Gefahr der Überflutung und die Gefahr der Dürre. Nur als Beispiel sei nach Angabe von Pater Gandar angeführt, daß in den 50 Jahren von 1746 bis 1796 16 Überschwemmungen und in den 37 Jahren von 1844 bis 1881 13 Überschwemmungen eingetreten sind. Die neuesten großen Überschwemmungsjahre mit Schäden, die zum Teil über 100 Mill. RM betragen, waren die von 1916, 1921 und 1930. Besonders 1930, das furchtbare Katastrophenjahr des Yangtse, soll die Flut von 1921 noch übertroffen haben. Über die Zeiten großer Dürre stehen mir keine Zahlen zu Gebote. Aber die Bearbeitung des Hwai-

Abb. 3. Ming-Deich.

Problems zeigte, daß die Versorgung des Gebietes östlich des Hungtse-Sees mit Bewässerungswasser fast ebenso wichtig ist, wie die Beseitigung der Überschwemmungen. Diese Schaffung von Bewässerungswasser kann in vollkommenster Weise durch den Ausbau des Hungtse-Sees, entsprechend dem Vorschlage des Baudirektors H. Li, geschehen. H. Li, dessen Bild in Abb. 7 wiedergegeben wird, ist einer der hervorragendsten Wasserbauer Chinas, der in vorbildlicher Weise seine ganze Arbeitskraft für sein Land einsetzt.

Die am Hwai zu lösende dringendste Aufgabe zerfällt somit in folgende Teile:

1. Regelung des mittleren Hwai-Gebietes westlich des Hungtse-Sees.
2. Ausbau des Hungtse-Sees
   a) zum Zwecke der Aufspeicherung gefährlicher Hochwasser,
   b) zum Zwecke der Ansammlung von Bewässerungswasser,
   c) als Kraftwassertalsperre.

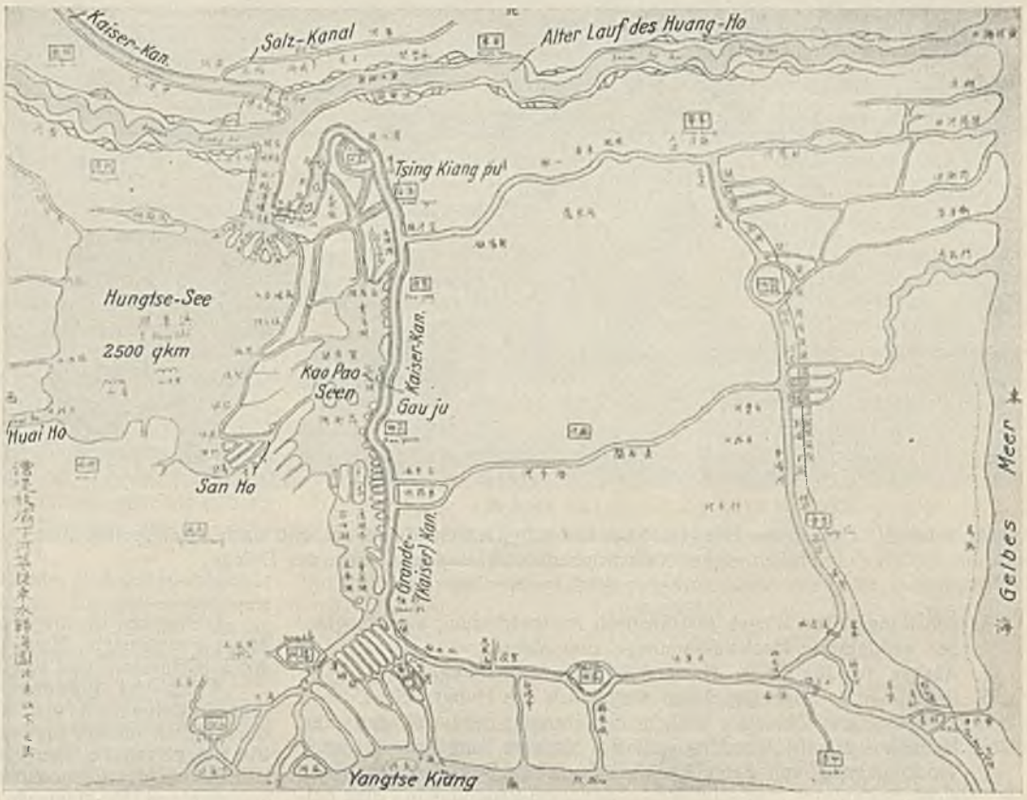


Abb. 4.

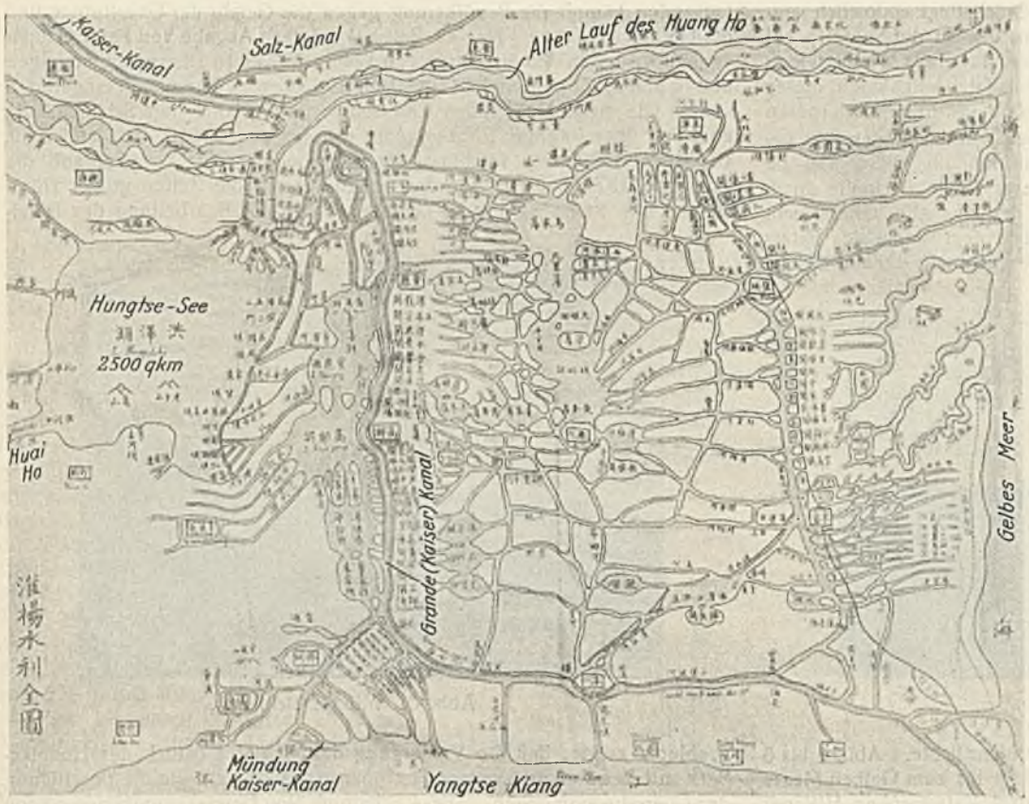


Abb. 5.

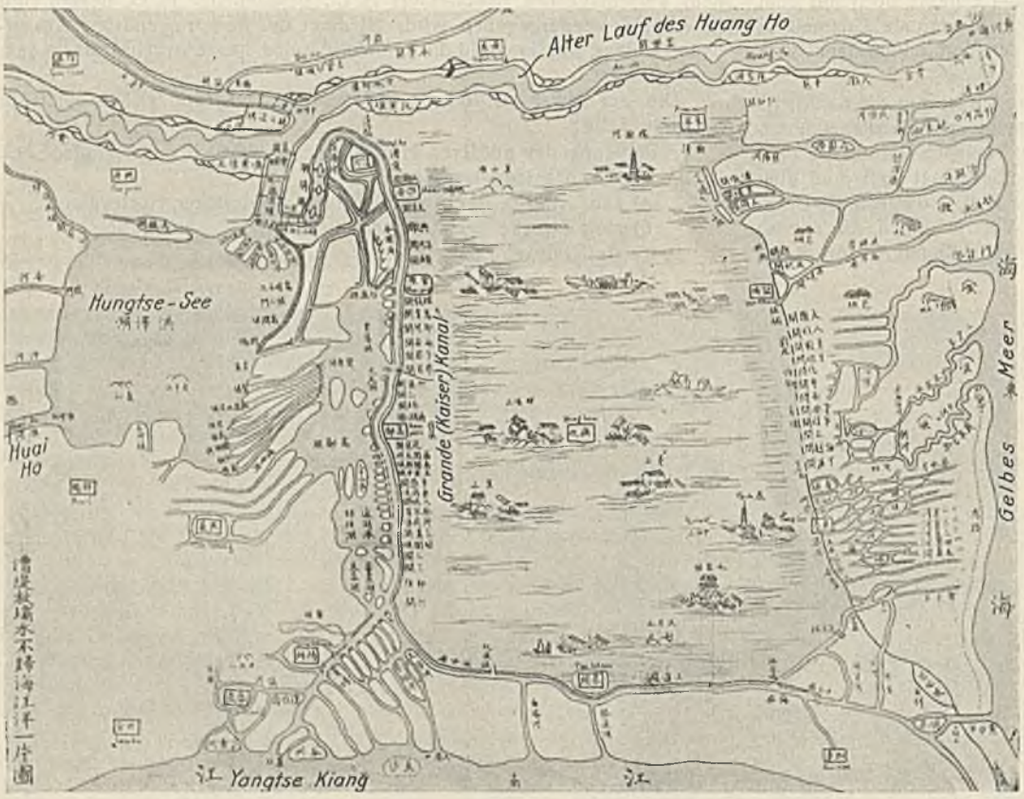


Abb. 6.

Abb. 4 bis 6. Gebiet des Hungtse-Sees bis zum Gelben Meere vor und nach einer großen Flut und nach einem Katastrophenhochwasser mit Bruch der Deiche.

Aus der Arbeit von Peter Sander, Licawe.

3. Schaffung eines Weges für die nach Aufspeicherung am Hungtse-See verkleinerte Hochwassermenge zum Meere.
4. Ausbau des Jün Ho zu einem modernen Wasserweg.
5. Regelung der Shantung-Flüsse nordöstlich des Hungtse-Sees.
6. Regelung des Gebietes südlich des Hungtse-Sees und des alten Huangho- (Hwai-) Mündungsgebietes bis zum Yangtseklang durch Trockenlegung von Seen und Ausbau eines Bewässerungsnetzes.

Welche Bedeutung man dem Werke der Hwai-Regelung in China beilegt, geht daraus hervor, daß der bisherige Präsident Chinas, Chiang Kai Shek, der als genialer Heerführer und Organisator bekannt ist, selbst den Vorsitz in der im Jahre 1928 neu gebildeten Hwai-Kommission übernommen hatte. Der Präsident setzte mir in einer Audienz auseinander, um welche Aufgabe für China es sich hier handele. Zu dem von der Hwai-Kommission herausgegebenen Bericht hat der Präsident das Vorwort geschrieben[3]). Chiang Kai Shek ist hiermit der besten Tradition der alten chinesischen Herrscher treu geblieben, die mehr Wert auf Verbesserung ihres Reiches als auf kriegerische Lorbeeren legten[4]).

Der 1929/30 aufgestellte Plan besitzt eine größere Zahl von Vorläufern. Unter den Chinesen ist besonders Exzellenz Chang Chien hervorgetreten. Auf seine Anregung wurde die „Hwai-Fluß-Regelungs-Behörde" gegründet, die von 1912

Abb. 7. Baudirektor H. Li.

bis 1926 die Vorbereitungen durchgeführt hat. Außer ihr haben sich weitere Behörden mit der Arbeit befaßt. Besondere Entwürfe wurden aufgestellt von der Amerikanischen Roten Kreuz-Kommission 1914 und von John R. Freeman 1920[5]), gestorben 1932. Ferner wurden drei Entwürfe von chinesischen Behörden aufgestellt. Der letzte Entwurf wurde 1929/30 von dem in Deutschland ausgebildeten Baudirektor H. Li zusammen mit dem Verfasser fertiggestellt.

Die Kosten für die Werke erster Ordnung sind vom Hwai-Bureau berechnet zu rd. 50 Mill. mex. Dollar, von den Werken zweiter Ordnung ist nur ein Teil veranschlagt zu rd. 90 Mill. mex. Dollar; ein großer Teil muß noch veranschlagt werden. Insgesamt handelt es sich um einen Plan von etwa 200 Mill. mex. Dollar, der im Innern Chinas heute noch eine Kaufkraft von etwa 2 RM/Dollar besitzt. An Land wird hierdurch vor

[3]) Projekts of the Flood Control, Navigation and Irrigation for the Hwai River System, Hwai Yin, China, Mai 1930. Official Technical Report Nr. 1 (Chinesisch und Englisch mit 29 Plänen).

[4]) Daß der Präsident schwere Kämpfe mit aufsässigen Generalen der Nordprovinzen und mit durch Rußland unterstützte Kommunisten durchführen mußte, sagt nichts hiergegen. Diese Kämpfe sind lediglich die Folge von Dr. Sun Yatsens Testament, in dem verlangt wird, daß die Einheit des Chinesischen Reiches gewahrt wird.

[5]) Flood Problems in China von John R. Freeman, 1922, Paper Nr. 1505. Transactions Am. Soc. of. Civ.-Eng.

Überflutung geschützt werden nach H. Li rd. 50 Mill. Mou = 12,5 Mill. ha (125 000 km²), durch Trockenlegung von Seen werden neu gewonnen werden über 600 000 ha mit einem Werte von etwa 60 Mill. mex. Dollar, bewässert werden rd. 10 Mill. ha. Rechnet man an Einnahme 0,4 Dollar/ha, dann ergäbe das eine Jahreseinnahme von über 4 Mill. Dollar. Es sollen über 900 km Kanal schiffbar gemacht werden. Bei einem Verkehr von im Mittel 2,5 Mill. t/Jahr und einer Abgabe von 0,003 Dollar/tkm ergibt das eine Einnahme von 7,5 Mill. Dollar. Es ist sicher, daß man mit mehr als 10 Mill. Dollar/Jahr als Ueberschuß wird rechnen können, dazu einem Erlös für neues Land von 60 Mill. Dollar. Es würden sich somit die restlichen rd. 100 Mill. Dollar mit über 10 % verzinsen. Nicht eingerechnet ist hierbei die Wertsteigerung alles des Landes, das jetzt nicht mehr überschwemmt werden würde (1921 sollen 75 Mill. Dollar nur an Erntefrüchten verloren gegangen sein). Nicht eingerechnet ist die Steigerung an Lebensfreude und Arbeit von vielen Millionen fleißigen Menschen. Wenn John R. Freeman in seinem großen Bericht über chinesische Hochwasseraufgaben 1922 mit Recht sagt, daß wahrscheinlich kein Ort in der Welt dringender einer Verbesserung großen Maßstabes bedürfte als das Hwai-Gebiet, so kann man dem nur hinzufügen, daß kaum ein Unternehmen in der Welt gefunden werden kann, das mehr Glück für die Bewohner dieses Landes herbeiführen könnte und das einen größeren Ertrag abwerfen würde, als dieses. Wären die Verhältnisse in China nur einigermaßen sicher, so daß große Unternehmerfirmen mit Sicherheit ihre Arbeiten ausführen könnten, dann gäbe es auch für solche Unternehmer keine lohnendere Aufgabe als den Ausbau dieses Gebietes.

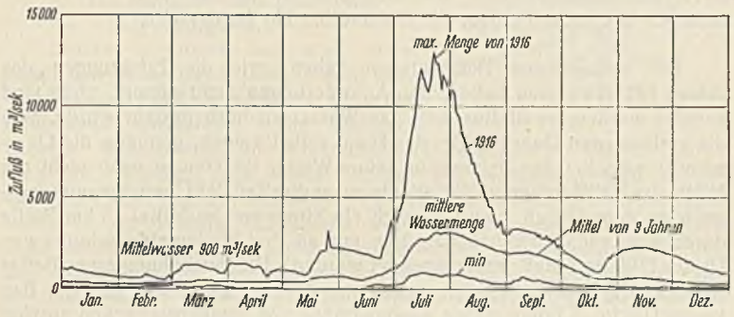


Abb. 8a. Drei Ganglinien des Hwai.

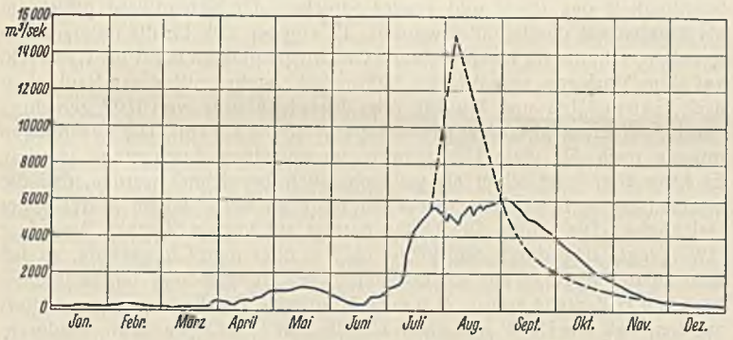


Abb. 8b. Ganglinie des Hwai von 1921.

1. Die Regelung des mittleren Hwai Ho.

Der Oberlauf des Hwai bedarf zwar der Wildbachverbauung, er hat aber keine solche Schäden angerichtet wie der Mittellauf. Der Oberlauf ist zur Zeit auch nicht für eine Verbesserung in Aussicht genommen worden. Wie Abb. 1 zeigt, ist das Stromgebiet des Hwai weitverzweigt. In dem längsten Nebenfluß, der am weitesten im Westen entspringt, gemessen bis zum Hungtse-See, ist die Tallänge allein über 700 km, die Lauflänge etwa 1000 km, es ist das der Hung Ho. Der wasserreichste Zubringer entspringt aber in den Tung Pai-Bergen. Die zahlreichen von Norden kommenden Nebenflüsse sind Lößflüsse, aber ohne die Eigentümlichkeit des Huangho, bei Hochwasser große Lößmengen mit sich zu führen. Einige der von Süden zuströmenden Nebenflüsse bringen große Sandmengen mit sich, so zum Beispiel der Pi Ho.

Infolge der Revolution und häufiger Aufstände konnten genügende Wassermengenmessungen nicht gemacht werden. Es liegen über die einzelnen Nebenflüsse angenäherte Messungen vor, die für den Ausbau benutzt werden könnten. Für den Hwai-Fluß wurden seit 1915 bis 1924 Messungen an einem Pegel bei der Stadt Peng Pu (Bambu) gemacht, die an der Kreuzung der Tientsin-Pukou-Eisenbahn (Shangai—Nanking—Pelping) mit dem Hwai etwa 100 km westlich vom Hungtse-See liegt. Mit Ausnahme von 1921 werden aus den Ganglinien die Wassermengen der Jahre 1916 (naß), 1917 (trocken) und das Mittel der neun Jahre in Abb. 8a wiedergegeben. Da aber im Jahre 1921 die Deiche überall im Mittellauf gebrochen waren, konnte man nur die in Abb. 8b wiedergegebene Wassermengenkurve aufnehmen. Aus der Linie von 1921 ließ sich die größte Wassermenge nicht unmittelbar ablesen. Es wurde deshalb durch Beobachtungen der Seeschwankungen des Hungtse-Sees versucht, die Kurve zu ergänzen. Diese Schwankungen wurden aber auch nur an einer Stelle des Sees gemessen, so daß der Einfluß der Deiche, die bei der Größe des Sees eine Rolle spielen muß, und der Einfluß des Windes nicht festgestellt werden konnten. Das Büro hatte aber auf Grund der Seespiegelmessungen die größte Wassermenge zu 15 000 m³/sek berechnet.

Da 1921 Deiche im Hauptfluß gebrochen sind, 1916 aber nicht, so nahm man daraufhin an, daß die Flutwelle 1921 stärker war als 1916. Aber auch diese Schlußfolgerung kann falsch sein. Der obere Hwai hat eine große Zahl von sehr leistungsfähigen Nebenflüssen. Das Zusammentreffen der einzelnen HW-Wellen dieser Nebenflüsse ergibt die HHW-Welle im Hauptfluß. Man kann an der gemessenen Zuflußkurve des Jahres 1916 in den einzelnen Spitzen den Einfluß dieser Nebenflüsse erkennen, sofern die Voraussetzung richtig ist, daß der Regenfall annähernd gleichmäßig stark war.

Da Deiche in Nebenflüssen und im Hauptfluß brachen, darf man annehmen, daß der Deichbruch zuerst im Nebenfluß eintrat. Es kann sich dann folgendes abgespielt haben: 1916 lief die HW-Welle der unteren Nebenflüsse so schnell ab, daß der Hwai wieder MW führte, als die HW-Wellen der oberen Nebenflüsse oberhalb der Deichbruchstelle des Hauptflusses eintrafen. 1921 aber waren große Mengen durch den Deichbruch der unteren Nebenflüsse in deren Täler eingetreten und flossen dem Nebenfluß (oder dem Hauptfluß unmittelbar) wieder zu. Sie erhöhten damit den Zufluß zum Hwai aus den Nebenflüssen in der Zeit, in der die eigene HW-Welle im Hwai gerade eintraf. Das heißt, die Entlastung des Nebenflusses durch den Deichbruch führte eine Belastung des Hauptflusses herbei und führte zum Bruch der Deiche im Hauptfluß. Die ganze Frage kann nur mit Hilfe vieler Beobachtungen im ganzen Flußgebiet durch eine genaue Analyse geklärt werden. Hierfür fehlen aber alle Unterlagen. Es ist danach lediglich das eine wahrscheinlich, daß die Wassermenge in einigen unteren Nebenflüssen 1921 größer war als 1916, aber auch nur dann, wenn es sicher ist, daß die Deichbrüche hier nicht auf ganz anderen Ursachen beruhen, die von der Höhe der Flut unabhängig sein können (wie Löcher im Deich durch Mäuse, Wühlratten usw., die schon manchen Deichbruch verursacht haben). Es besteht aber keinerlei Sicherheit, ob und um wieviel die Wassermenge 1921 im Hauptfluß größer gewesen sein würde als 1916, wenn 1921 die Deiche der Nebenflüsse nicht gebrochen wären. Selbst die Regenmengen dieses Gebietes, das 144 000 km² groß ist (ein Drittel so groß wie Deutschland), würden keinen sicheren Aufschluß ergeben. Es ist am oberen Hwai nur eine Regenmeßstation vorhanden, die aber 1916 nicht beobachtet hat. Dann ist es nach allen wissenschaftlichen Erfahrungen sehr unsicher, aus den Regenmengen auf die HW-Mengen schließen zu wollen. Immerhin sind die Zahlen anderer Gebiete von Interesse. Im Yangtse-Gebiet waren 1916 und 1921 folgende Regenfälle vorhanden:

Größter Regenfall in mm im Yangtse-Gebiet.

Jahr	Ischang		Hankow		Kiukiang		Wuhu		Chinkiang	
	monatl.	tägl.	monatl.	tägl.	monatl.	tägl.	monatl.	tägl.	monatl.	tägl.
1916	292,1	58,7	264,7	95,2	377,2	115,6	317,0	130,8	315,4	84,6
1921	337,8	105,2	356,1	138,4	240,5	88,1	359,9	118,1	289,6	101,6

Da die Regenwinde von Ostsüdost kommen, würden die Orte Chingkiang, Wuhu, Kiukiang und Hankow vielleicht Analogiewert für das obere Hwai-Gebiet haben, wobei Chingkiang für die nördlichen Nebenflüsse des Hwai Wert haben könnte. Für diese Orte zeigt es sich, daß der monatliche Regenfall 1916 zum Teil stärker, zum Teil schwächer war als 1921. Es ergeben die vier letzten Orte zusammen die monatlichen größten Regenfälle:

1916: 264,7 + 377,2 + 317,0 + 315,4 = 1274,3 mm,
1921: 356,1 + 240,5 + 359,9 + 289,6 = 1246,1 „ ;

die täglichen größten Regenfälle:

1916: 95,2 + 115,6 + 130,8 + 84,6 = 426,2 mm,
1921: 138,4 + 88,1 + 118,1 + 101,6 = 446,2 „ .

Man sieht, daß die größten monatlichen Regenmengen 1916 sogar größer waren als 1921, während es für die täglichen größten Regenmengen umgekehrt war. Läßt man Chingkiang fort, dann sind die Monatszahlen:

1916: 958,9,
1921: 956,5;

die Tageszahlen

1916: 341,6,
1921: 344,6,

praktisch also gleich. Auch hieraus kann man somit keine Wahrscheinlichkeit dafür ableiten, daß das HW des Jahres 1921 im Hwai-Gebiet größer gewesen wäre als 1916, eher das Gegenteil.

Alle diese Berechnungen bedurften somit einer Nachprüfung. Sie wurde auf Grund folgender Überlegung vorgenommen:

Die im Gelände infolge der Deichbrüche aufgespeicherte Wassermenge ist innerhalb von mehreren Monaten, soweit sie nicht versickert und verdunstet ist, zum Abfluß gelangt. Wegen der gewaltigen Hitze, die in Nanking in vielen Sommern auch nachts an + 40 ° C herangeht, ist die Verdunstung groß. Zahlenmäßig ist aber über Verdunstung und Versickerung nichts bekannt. Zeichnet man nun eine Flutspitze in die Kurve (Abb. 8b) so ein, daß der über der Kurve liegende Dreiecksteil größer ist als der abgeschnittene Teil der Kurve, dann würde dieser Dreiecksteil die durch Versickerung und Verdunstung verlorengegangene Wassermenge mitenthalten. Je größer man nun die Versickerung usw. annimmt, desto kleiner muß der abgeschnittene Teil der Kurve im Vergleich mit der aufgesetzten Spitze sein. Ich nahm an, daß die Spitze doppelt so groß sein sollte wie der abgeschnittene Teil; das würde heißen, daß die Hälfte der Hochwassermenge verlorengegangen wäre, eine zweifellos sehr vorsichtige Annahme. Würde man nun die aufgesetzte Spitze bei gleichem Inhalt mit gekrümmten Linien, entsprechend der Wirklichkeit, zeichnen, dann würde sie stumpfer werden, so daß der höchste Punkt tiefer liegen würde. Also ist auch die Zeichnung mit geraden Begrenzungen ungünstig. Ich habe daraufhin die Zahl von 15 000 m³/sek für 1921 beibehalten, um möglichst sicher zu gehen. Es ist möglich, daß sie im Jahre 1931 überschritten worden ist. Die ganze Betrachtung zeigt aber, mit welchen Schwierigkeiten derartige Aufgaben verbunden sind.

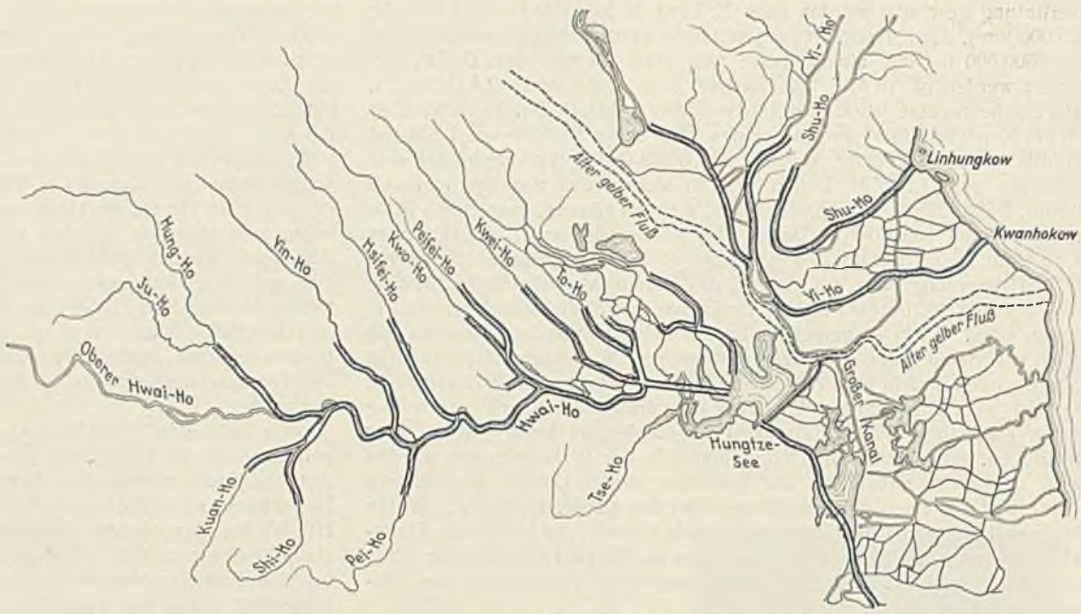


Abb. 9. Lage des Hwai-Ho mit neuen Deichen. (Gleicher Maßstab wie Abb. 1.) Der südliche Nebenfluß heißt Pi-Ho, nicht Pei Ho, Shi Ho und Sze Ho ist dasselbe.

Die Regelungsentwürfe des mittleren und oberen Hwai konnten nur auf Grund vorhandener Planunterlagen bearbeitet werden. Da in dem betreffenden Gebiete während meines Aufenthalts gekämpft wurde und keine chinesische Behörde bereit war, irgendeine Sicherheit für mich zu übernehmen, war die Bereisung vieler Gebiete unmöglich. Es waren aber Querschnitte des eigentlichen Hwai-Flusses vorhanden, ferner eine gute Karte des Gebietes. Die Karte ist von der Provinz Anhui bearbeitet und enthält auch die Grenzen des Überschwemmungsgebietes. Das gezeichnete Landgebiet ist etwa 22 000 km² groß. Nach Angabe auf der Karte war 1916 eine Fläche von 3 032 engl. Quadratmeilen = rd. 8 000 km², im Jahre 1921 eine Fläche von 5 264 engl. Quadratmeilen = 13 700 km² überschwemmt, also über die Hälfte des ganzen Gebietes. Der Hungtse-See hatte dabei einen Stand von rd. + 16,00 Huangho Null erreicht.

Über die Wassermengen, die der Hwai an der Mündung der verschiedenen Nebenflüsse 1921 geführt hat, fehlen zuverlässige Unterlagen. Die HH-Wassermengen einiger Nebenflüsse sind bekannt. Da nun die HW-Wellen der Nebenflüsse nicht gleichzeitig in den Hauptfluß eintreten, da viele Deichbrüche stattgefunden haben und das überschwemmte Land als Rückhaltebecken gedient hat, so kann über die Wassermenge des Hauptflusses an den einzelnen Punkten zur Zeit nichts Bestimmtes gesagt werden. Das eine aber ist zu erwarten, daß die Wassermenge des Hauptflusses sich durch die Regelung ändert. Die wahrscheinlichen Wassermengen der einzelnen Flußgebiete gehen aus folgender Tafel hervor.

Es ergeben sich etwa folgende größte HW-Mengen:

Fluß	Größte Wassermenge m³/sek	Bemerkungen
Shui Ho	1 430	Selbständiger Fluß nördl. d. Hwai, fließt zum Hungtse-See.
Hwai bis Kuai Ho . .	rd. 14 000	
Kuai Ho, Pei Fee Ho und Wo Ho, Chu Ho . .	rd. 2 300	
Hwai oberhalb der vorherigen	rd. 12 000	Die Mengen im Hauptfluß sind geschätzt, es ist nicht bekannt, ob die HHW-Menge des Nebenflusses mit der HHW-Menge des Hauptflusses zusammenfiel.
Pi Ho	rd. 1 000	
Hwai oberhalb Pi Ho .	11 000	
See Fei Ho, Ying Ho .	3 300	
Hwai oberhalb Ying Ho	8000 bis 6000	
Kwan und Sze Ho . .	3 130	
Hwai oberhalb Sze Ho	3 300	
Hung Ho	2 500	
Hwai oberhalb Hung Ho	1 000	

Die vorhandenen Deichanlagen haben, wie die Erfahrungen des Jahres 1921 bewiesen haben, den Anforderungen nicht genügt, viele sind zerstört worden, zweifellos weil das Wasser zu hoch gestaut wurde. Wie die vorhandenen Querschnitte des Hwai selbst zeigen, genügen die Querschnitte zwischen den Deichen in keiner Weise, sie können noch nicht die Hälfte des HHW abführen. 1921 diente ein großer Teil des Überschwemmungsgebietes dem Abfluß, es wälzte sich ein Strom von im Mittel 15 km Breite durch das Land, der durch Engpässe nur an drei Stellen eingeschnürt war. Dieses HW-Bett muß jetzt eingeengt werden. Die Aushebung eines Bettes für das HHW ist der Kosten wegen unmöglich. Es kommt nur der Bau langer Deiche in Frage, deren Aushubgraben den Schiffahrtzwecken nutzbar gemacht werden muß. Es kann daher eine starke Verbesserung der Schiffbarkeit des Hwai und großer Strecken der Nebenflüsse gleichsam als Abfallarbeit durchgeführt werden. Es ergeben sich für die untersuchten Regelquerschnitte im Hauptschlauch Geschwindigkeiten von 1 bis 1,2 m/sek, auf dem Vorlande von 0,48 bis 0,68 m/sek, wobei mit einer Rauhigkeit nach Ganguillet und Kutter oder Forchheimer von 0,02 gerechnet wurde, bei einer gesamten Bettbreite von 3,5 bis 1,5 km. Die Rechnungen müssen noch für viele Querschnitte im einzelnen durchgeführt werden. Es kann aber jetzt schon als wahrscheinlich bezeichnet werden, daß die zweckmäßigste Bettbreite etwa 3 km betragen wird, bei im Mittel 5,5 m Deichhöhe. Die größte Deichhöhe beträgt auf kurzen Strecken 7 m. Der HW-Spiegel liegt durchschnittlich 4 bis 5 m über dem Ufergelände, so daß man an der Enge 36 km vor Erreichung des Hungtse-Sees im Hwai einen höchsten HW-Stand von + 21,0 m H. N. erhält. Die Enge soll so erweitert werden, daß das HHW mit einem Gefälle von 1 : 2000 durch sie hindurchfließen kann. Es wird dabei etwa 1 m Gefälle verbraucht werden bei 2 km Länge. Dann folgt eine Strecke von 17 km mit 1 : 10 000, der 2 km lange Durchstich mit 1 : 2000 und zum Schluß 15 km Liu Ho-Strecke mit 1 : 10 000. Bei diesen Gefällen ist zu erwarten, daß der Durchstich nach Bau eines Grabens vom Flusse selbst durchgewühlt werden wird. Durch Ausführung des Durchstiches 5 km südöstlich von Shuangkou zum Liu Ho wird der bisherige Lauf des Hwai um rd. 60 km abgekürzt.

Das erste Ziel der Planung ist nun, unter Erbauung des Minimums von Deichen den HW-Schutz für ein möglichst großes Gebiet durchzuführen. Wie das gedacht ist, geht aus dem Lageplan, (Abb. 9), hervor, in den die neuen Deiche in starken Linien eingetragen sind. Das Land zwischen den Deichen kann, soweit es das Bett für das HHW bildet, genau wie heute landwirtschaftlich genutzt werden. Es wird nicht öfter überstaut als früher, wohl aber etwas höher.

Einige nördliche Nebenflüsse, wie z. B. der Shi[9]) Ho, der untere Wo Ho, der He Ho, einige größere Nebenflüsse wie der untere Teil des Peifei Ho und des Ying Ho (Yin Ho) sollen nicht besonders eingedeicht werden. Die drei ersteren können so geregelt werden, daß ihr HW in Zukunft von benachbarten Flüssen mit abgeführt wird. Da dann aber durch die Deiche der Abfluß aus diesen Strecken bei HW gesperrt ist, muß das in ihrem Gebiet fallende und nicht versickernde Wasser in den Hauptfluß oder größeren Nebenfluß übergepumpt werden. Bei dem flachen Gefälle verlaufen manche Nebenflüsse auf langen Strecken fast parallel mit dem Hauptfluß. Hier können Strecken von 30 bis 60 km der Nebenflüsse abgeschnitten und durch den Hauptfluß ersetzt werden.

[9]) In Abb. 1 Sze-Ho geschrieben.

Der mittlere Hwai zusammen mit dem Ying Ho ist eine für die Schiffahrt wichtige Wasserstraße. Da das NNW des Hwai bis auf 43 m³/sek zurückgeht, ist volle Schiffbarkeit durch Regelung allein für größere Schiffe nicht erreichbar. Man kann aber mit einer einzigen Schleusen- und Wehranlage dicht vor dem Durchstich westlich vor der letzten Enge am Hungtse eine stets genügende Tiefe bis zum Ying Ho auf einer Strecke von 270 km erzielen. Gerade vor dem Hungtse-See ist ein Gefälleüberschuß vorhanden, man könnte somit einen großen Teil des Wehres als festes Wehr ausbilden.

Im ganzen sind abgerundet 1600 km Deiche notwendig. Rechnet man, daß von den vorhandenen Deichen etwa 300 km benutzt werden können, dann würden rd. 1300 km neue Deiche zu erbauen sein. Ohne Berücksichtigung der alten Deiche darf man mit einer mittleren Deichhöhe von 5,5 m rechnen. Bei 6 m Kronenbreite, die als zukünftige Automobilstraße erwünscht ist, und Böschungen 1 : 2 kostet dann 1 km Deich 20 000 Dollar, falls 1 m³ Boden 0,2 Cents erfordern würde. Auf einer Seite des Flusses wird sich ein solch breiter Deich empfehlen, auf der anderen anfänglich einer mit 2,5 m Kronenbreite.

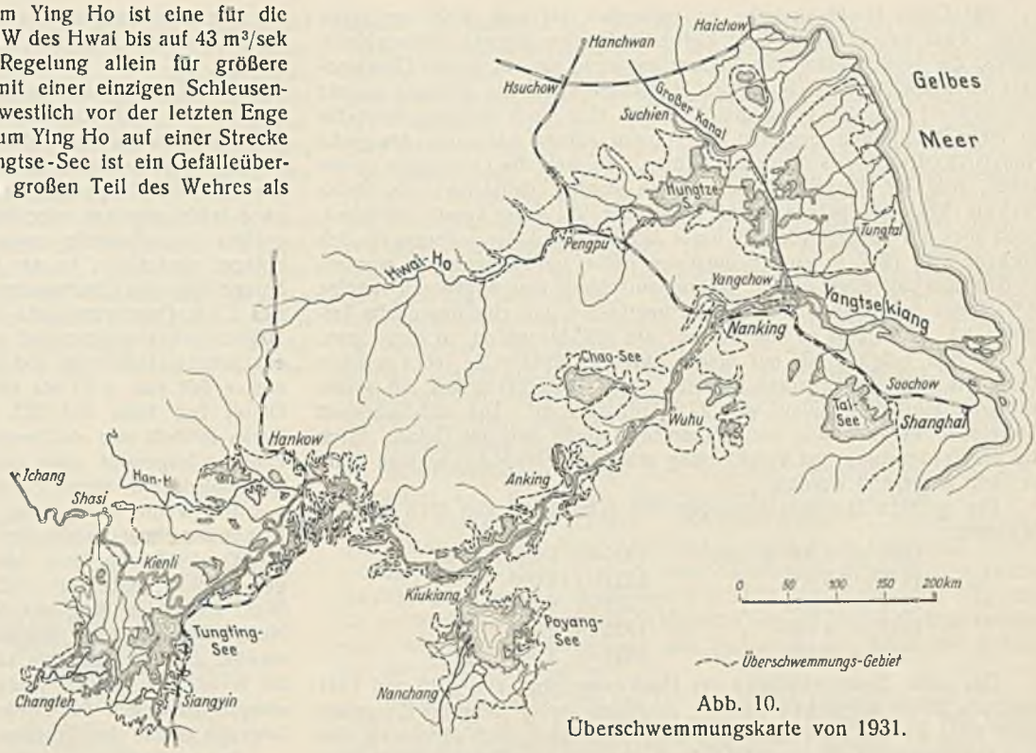


Abb. 10.
Überschwemmungskarte von 1931.

2. Der Hungtse-See und seine Aufgabe.

Dieser künstliche See wird außer durch den Ming-Deich (Abb. 2 u. 3) noch durch einen Kauliang[7])-Damm an seiner Südostecke eingestaut. Die Chinesen nannten den Damm im allgemeinen „Grasdamm". Dieser Damm dient zur Regelung des Wasserstandes. Bei Hochfluten wird er entsprechend abgebrochen, bei NW enger gebaut. Durch die vielen Hochfluten ist am Ausgang ein immer weiter in den See hineinreichender Kolk entstanden, dessen Durchdämmung anfängt unmöglich zu werden. Die Schiffe werden so durch die Öffnung hindurchgezwungen, daß oberhalb im See immer ein großes Schiff verankert liegt, zu dem sich die zu Berg fahrenden Schiffe mit Hilfe von Gangspills hochwinden. Der Ersatz des Grasdamms durch ein modernes Wehr ist eines der notwendigsten Erfordernisse der Regelung.

Es ist das Verdienst von Baudirektor H. Li, die wahre Bedeutung des Hungtse-Sees zuerst erkannt zu haben. Frühere Pläne sahen die Trockenlegung des Hungtse-Sees vor und wollten an seine Stelle die Kao Pao-Seen, die zwischen Hungtse und dem Yangtsekiang liegen, benutzen. Li erkannte, daß das Bewässerungssystem des ganzen Gebietes östlich vom Hungtse von ihm abhängig sei, weil er allein eine solche Höhenlage besitzt, daß die notwendige Wassermenge von rd. 500 m³/sek (während vier Monaten) den trockenen Gebieten unter eigenem Gefälle zufließen könnte. Die Benutzung des Hungtse-Sees als Flutregler ist ganz unabhängig davon, wohin man die Hochwassermengen des Hwai senden will. Der vor dem Yangtse-Hochwasser von 1931 aufgestellte Plan sieht vor, die Hwai-Hochwasser zum Yangtse zu leiten, wo sie gegenüber von Chenkiang neben der Mündung des Kaiserkanals eintreten würden. Eine von mir durchgeführte Untersuchung der Yangtse-Verhältnisse ergab, daß dann die Erhöhung der Yangtse-Deiche auf mehrere 100 km aufwärts notwendig sein würde. Diese Deiche liegen heute bereits so tief, daß die großen Yangtse-Hochwässer über sie hinwegfluten. Man sollte die Zuleitung des Hwai zum Yangtse zum Anlaß nehmen, um auch eine Regelung der Yangtse-Ufer durchzuführen. Die jedes frühere Maß übersteigende Hochwasserwelle des Yangtse von 1931 (Abb. 10) erfordert vielleicht eine neue Überprüfung der Frage, welche Mengen des Hwai man dem Yangtse wird zuführen dürfen. Im wesentlichen wird dabei die Frage des Ausbaues der Deiche am Yangtse eine Rolle spielen.

Die Bewirtschaftung des Hungtse-Sees.

Im Jahre 1921 stieg der Hungtse-See bis auf + 16,00 Huangho Null. Die Krone des Ming-Deiches liegt auf 18,00. Der Deich ist außerordentlich stark erbaut und wasserseitig durch eine Futtermauer gesichert, er ist vorwiegend vorzüglich erhalten. Einige Beschädigungen an der seeseitigen Stützmauer können leicht und billig ausgebessert werden. Schon durch seine wunderbare Widerstandsfähigkeit zeigt sich der Ming-Deich als eins der Wunderwerke des daran so reichen Chinas. Vom Standpunkte des Ingenieurs aus ist gegen einen Anstau des Hungtse-Sees auf die 1921 erreichte Höhe, d. i. 16,00 Huangho Null, nichts einzuwenden, er verbürgt in seinem jetzigen Zustande völlige Sicherheit für das durch ihn geschützte Land. Man kann den Ming-Deich mit geringen Kosten verbessern (zweite Ausbaustufe). Man schüttet an der Seeseite eine Böschung 1 : 3 an, mit 1,5 m oberer Breite, die bis 1 m unter die Krone der Mauer reicht, und sät oben Gras an.

Die Höhenlage des Seespiegels während seiner Bewirtschaftung ist von den für die Bewässerung aufzuspeichernden und von den zurückhaltenden Wassermengen abhängig.

Nach genaueren Untersuchungen sind in vier Monaten für Bewässerungszwecke in den Gebieten östlich des Hungtse-Sees 4,15 Milliarden m³ Wasser notwendig, entspr. bis zu rd. 500 m³/sek. Da der Hungtse-See eine Oberfläche von rd. 2500 km² besitzt, so ergibt ein Aufstau um 1 m rd. 2,5 Milliarden m³ Füllung. Das Bewässerungswasser verlangt somit nur einen Anstau von 1,7 m, der sehr leicht vom See geleistet werden kann. Dabei wird die Versickerung und Verdunstung durch den natürlichen Zufluß in dieser Zeit, der im Mittel 100 m³/sek nicht unterschreitet, mehr als ausgeglichen.

Diese erste große Aufgabe des Hungtse-Sees wird nun ergänzt durch die weitere, die Hochwasserspitze des Hwai so weit als möglich zu köpfen. Aus der Zuflußkurve (Abb. 8) sieht man, daß es von gewisser, aber nicht entscheidender Bedeutung ist, welche Form die Flutspitze hat. Denn es kommt hier auf die Gesamtmasse an und nicht so sehr auf die Höchstwassermenge. Je mäßiger die Spitze wäre, auf eine desto längere Zeit würde sich das nun kleinere Hochwasser verteilen. Ich habe Pläne aufgestellt, nach denen bei Eintritt von Hochwasser in den oberen Gebieten der Hungtse-See auf eine gewisse Tiefe abgesenkt werden soll. Man kann den See bis auf + 11,5 m ablassen und ihn dann bis auf + 16 m oder bei Erhöhung des Ming-Deiches und Sicherung seines Fußes durch eine eiserne Spundwand bis auf + 18 m füllen. Es ergibt sich daraus die Möglichkeit, 15 Milliarden m³ Wasser aufzuspeichern, die selbst für einen Fluß von der Wassermenge des Hwai (1,5 mal so viel wie der Rhein) eine gewaltige Entlastung bedeuten dürfte. Ich habe ein ganz bestimmtes Verfahren für die Bewirtschaftung ausgearbeitet, das eine erste Regel darstellt, später aber nach den Betriebserfahrungen verbessert werden muß. Es im einzelnen hier wiederzugeben, ist wegen Raummangels nicht möglich. Notwendig ist selbstverständlich auch für dieses Gebiet die Hochwasservoraussage, ähnlich wie sie in Deutschland an allen großen Flüssen durchgeführt worden ist. Das notwendige bewegliche Wehr soll dabei 10 000 m³/sek bei einer Seespiegellage + 12,10 m abführen können.

Daß der See diese Aufgabe als Regulator 1921 nicht erfüllt hat, obgleich sein Spiegel bis auf 16,00 stieg, lag daran, daß der San Ho mit dem Grandekanal zusammen erst bei 16 m Seespiegel 8400 m³/sek abführen konnte, nicht aber bereits bei rd. + 12 m Seespiegel. So füllte sich der See in der Zeit, in der er in Zukunft bis 12,10 leer gehalten werden soll, bereits bis 16,00 auf.

Die Absenkung des Hungtse-Sees soll erst beginnen, wenn der Hwai ein Hochwasser über 5000 m³/sek aufweist. In der Mehrzahl der Jahre wird also der See auch im Sommer gefüllt gehalten werden können. Diese Auffüllung ist stets nach der Bewässerungszeit durchzuführen und kann auch jederzeit erreicht werden. Im allgemeinen wird für Bewässerungszwecke die doppelte Wassermenge, wie sie heute als notwendig angesehen wird, verfügbar sein.

[7]) Kauliang = Rohr der Zuckerhirse.

Für China Großkraftwerke zu entwerfen, ist eine Arbeit auf lange Sicht. Zwar haben bereits viele kleine Städte ihre eigenen kleinen Kraftwerke, die großen Pläne der Nationalregierung für ein großes Überlandnetz zwischen Nanking, Shanghai, Hangchow usw., die während meiner Anwesenheit in China entstanden, werden aber noch mancher Jahre bis zu ihrer Ausführung bedürfen. In diesen Plänen kann nun das große Hungtse-Kraftwerk das Kernstück bilden. So weit die Unterlagen es zuließen, sind die Wassermengen ermittelt worden, dabei ist in der Reihe 1915 bis 1924 das außergewöhnlich nasse Jahr 1921 außer Ansatz geblieben, es ist aber das außergewöhnlich nasse Jahr 1916 und das außergewöhnlich trockene Jahr 1917 in eine neunjährige Reihe hineingenommen worden, so daß man mit einer großen Wahrscheinlichkeit eine annähernd richtige MW-Menge fassen konnte. Da der Hungtse-See nun eine riesenhafte Talsperre ist, so kommt es hier nur auf die MW-Menge an, so lange man, wie es hier möglich ist, mit einem Ausgleich über viele Jahre rechnen darf. Als MW-Menge ergab sich für neun Jahre 890 m³/sek mit einem mittleren jährlichen Zulauf von 27,5 Milliarden m³. Die mit Sicherheit eintretende Vergrößerung der Abflußmenge durch Bau der Deiche, durch die die Verdunstung und Versickerung erheblich vermindert werden wird, ist nicht eingesetzt worden.

Die größten Hochwassermengen der zehn Jahre von 1915 bis 1924 betragen:

1915 =	2 300 m³/sek	1920 =	1 600 m³/sek
1916 =	13 000 „	1921 =	15 000 „
1917 =	3 000 „	1922 =	1 570 „
1918 =	2 400 „	1923 =	4 250 „
1919 =	3 340 „	1924 =	3 900 „

Das nahe Zusammenliegen der Hochwasserjahre von 1916 und 1921 muß als Zufall angesehen werden; im Mittel werden derartige Ereignisse nicht öfter als alle zehn Jahre eintreten. Man kann auch annehmen, daß eine Hochwassermenge von 5000 m³/sek nur alle zehn Jahre überschritten werden wird. Es ist angenommen worden, daß in jedem zehnten Jahre ein Verlust an Hochwasser von rd. 300 Mill. m³ eintreten würde, das wären 10 m³/sek als langer Jahresdurchschnitt, demgemäß ist als verfügbare Wassermenge mit 880 m³/sek gerechnet worden. Viel bedeutungsvoller als derartige kleinere Sicherungen in der Wassermenge ist für die Kraftausnutzung die Höhenlage des Sees. Der Spiegel könnte im ersten Ausbau schwanken zwischen + 16 und + 11 m. Es kann aber in allen trockenen Jahren unbedenklich eine niedrigste Spiegellage von + 13,5 m gehalten werden. Als Mittel ist mit + 14 m gerechnet worden. Diese Spiegellage ist ganz abhängig von dem Ausbau des Seeabflusses des San-Flusses für die Hochwasserwelle. Je größer er ausgebaut wird, desto höher kann der Spiegel gehalten werden, da dann der See schneller entleert werden kann.

Es ist aber für die moderne Technik keine Schwierigkeit, die Ausnutzung des Hungtse-Sees noch gewaltig zu steigern. Ich habe vorgeschlagen, später, sowie ein größerer Strombedarf eintreten würde, den Ming-Deich bis auf + 22 m zu erhöhen, also um 4 m. Dazu soll der Deichfluß durch eine 50 km lange stählerne Larssenwand von 7 m Länge und daran nach oben anschließende 10 cm dicke Eisenbetonschürze gesichert werden. Diese Schürze braucht nur eine dichte Haut auf der an sich gut erhaltenen Mauer zu bedeuten. Nach Überschlag würde diese Sicherung rd. 20 Mill. mex. Dollar erfordern und es erlauben, den MW-Spiegel des Sees auf + 18 zu halten mit einem tiefsten Stande von + 15 m Huangho Null. Daß dieser Ausbau auch für die Hochwasserbekämpfung von außerordentlicher Bedeutung ist, bedarf keiner näheren Ausführung.

Die Hochwasserwelle des Hwai wird durch den See so geregelt, daß selbst Hochwassermengen von 3000 m³/sek mit nur wenig Verlust ausgeglichen werden können. Im Durchschnitt wird durch den San ein ganz geregeltes MW von 700 m³ abgeführt werden. Ein weiterer Teil fließt nach Norden für Bewässerungszwecke bis zu 500 m³/sek (vier Monate lang) ab. Überschlägliche Rechnungen ergaben, daß der MW-Spiegel des San Ho anfänglich auf + 9 liegen wird; er kann aber im Laufe der Jahre durch Ausbaggerung bis auf + 7 gesenkt werden. Rechnet man anfänglich mit einem Gefälle von + 14 bis + 9 gleich 5 m, so kann es nach und nach durch Erhöhung des Ming-Deiches um 4 m, Senkung des San-Spiegels um 2 m, auf 11 m gesteigert werden. Insgesamt ergibt sich die Möglichkeit eines Kraftgewinns zwischen 250 und 500 Mill. kWh. Rechnet man zur Vorsicht mit 80 % Ausnutzungsmöglichkeit, dann blieben 200 bis 400 Mill. kWh als verkäufliche Energie übrig. Da die großen Wasserbauanlagen aus Rücksicht auf Hochwasserschutz und Bewässerung an sich nötig sind, so ist nur der Bau der Kraftwerke und Rohrleitungen erforderlich, dazu der Hochspannungsleitung bis zum Anschluß an das geplante Netz von Dian Ba (Hungtse) bis Chinkiang (Yangtse). Die Energie würde außergewöhnlich billig werden und könnte nach Bedarf als Grundleistung oder Spitze Verwendung finden. Das Werk kann im übrigen seine Leistungsfähigkeit dadurch stark steigern, daß es mit Hilfe elektrischer Bagger unter Verwendung des vielen anfänglich überschüssigen Stromes die Ausbaggerung des San-Flusses auf größte Tiefe durchführt. Jede für Baggerung verarbeitete kWh bedeutet dann eine Steigerung der elektrischen Strommenge.

Um den Hungtse-See regeln und ausnutzen zu können, ist sein Abschluß nach Südosten durch ein modernes bewegliches Wehr notwendig.

Für den Bau des großen San-Wehres liegt die m. E. beste Stelle südlich der Stadt Dian Ba in einer Landzunge, die den San nördlich begrenzt. Das nötige Gelände, um ein Wehr von rd. 800 m Länge im Trockenen zu erbauen, ist hier vorhanden. Die ganze Länge hängt von der Wahl der Konstruktion ab. Auf alle Fälle muß ein Teil des Wehres ganz leicht regelbar sein; ich schlage eine Länge von 100 m mit 7,5 m größter Durchflußtiefe unter den HOW bei + 16 m hohem Hungtse-Spiegel hierfür vor, in der Ausbildung der Segmentwehre. Bei 12,1 m Spiegelhöhe des Oberwassers ist dann die Wehrtiefe unter dem OW 3,6 m. Bei 3,5 m Geschwindigkeit in der Wehröffnung können hierdurch etwa 1000 m³/sek abgeführt und auch geregelt werden. Daran schließt sich ein Schützenwehr von 400 m Länge und 5 m nasser Höhe an, dessen oberer Teil von + 12 bis 16 aus einer festen Eisenbetonwand besteht. Dieser Teil kann bei 12,1 m Oberwasserstand 6000 m³/sek abführen. Daran schließt sich ein Dammbalken- oder Schützenwehr an von rd. 300 m Länge. Insgesamt wäre das Wehr dann rd. 800 m lang. Es würde gewöhnlich mit einem Überdruck von rd. 80 cm wirken. Der Ausfluß aus dem Wehre wird oft bei + 12,5 beginnen, da dieser Wasserstand bei Beginn der Flutzeit vorhanden ist. Bei drohender HW-Gefahr werden dann 10 000 m³/sek abgeführt, bis der Wasserstand auf + 12,07 = rd. 12,1 m gesunken ist, d. h. bei + 12,1 muß noch der Überdruck von 0,8 m im Wehr vorhanden sein, das San-UW steht dann auf + 11,30 m Huangho Null. Da nun diese Wassermenge bei Yangtse-HHW noch vermindert werden muß, u. Umst. bis auf 7000 m³/sek, so fällt dann der San-Spiegel im Wehr noch weiter, schätzungsweise bis auf + 10; diese Zahl muß entsprechend dem San-Entwurf noch genau errechnet werden. Aus ihr folgt die Größe des Druckes, der auf der Wehrtafel lastet mit rd. 6 m.

Da das Wehr bei + 12,1 Oberwasser noch volle 10 000 m³/sek unter 0,8 m Druck abführen soll, der Druck aber mit steigendem Oberwasser des Yangtse, unveränderlichem UW des San von 10 000 m³/sek steigt, so muß man die Wehröffnungen teilweise schließen. Würden die Wehröffnungen sämtlich nach oben offen sein, so würden sie mit steigendem OW an Größe zunehmen, also zu vermehrter Schließung von Öffnungen zwingen. Deshalb ist es richtig, den Teil über + 12,1 (oder + 12,9 nach Wahl) durch eine feste Eisenbetonwand zu schließen.

Da nun der Überdruck bei + 16 m OW und + 12,1 m UW auf rd. 4 m gestiegen ist (beginnend mit 0,8 m), so entsteht im Wehr völlig unvermeidlich eine Geschwindigkeit von rd. $0{,}8\sqrt{2gH}$ = rd. 7 bis 7,5 m/sek. Diese Geschwindigkeit, die nicht vermieden werden kann, gefährdet den Bestand des Wehres, wenn das Sturzbett nicht entsprechend ausgebildet ist. Die beste Form des Sturzbettes muß durch Versuche im Laboratorium gefunden werden. Das San-Wehr ist ein Schulbeispiel für die Notwendigkeit von Wasserbauversuchen.

Das genannte Dammbalkenwehr ist aus dem Gedanken heraus vorgeschlagen, daß ein großer Teil des Wehres nur jedes zehnte Jahr oder seltener geöffnet werden soll, wenn große HW-Wellen die Abführung von mehr als 5000 m³/sek erfordern. Dieser Gedanke ist gefährlich, wenn man tatsächlich rd. die Hälfte der Wehröffnungen nur jedes zehnte Jahr oder seltener (öffnen) bewegen wollte. Vielleicht ist es dann unbeweglich geworden. Gründe für solche Vorgänge sind genug vorhanden. Man muß daher jedes Jahr sämtliche Öffnungen des Wehres bei dem höchsten eintretenden Hungtse-Wasserstande wenigstens einmal öffnen, um seine Betriebsfähigkeit zu erproben. Damit fällt der theoretische Vorteil der Dammbalken fort. Wenn also nicht außergewöhnliche Verhältnisse sie erzwingen, dann sollte man bis auf den Freipaß alle Öffnungen durch Schütztafeln mit festen Rollen schließen. Sie sind hier die beste Ausführungsform. Rollenzüge (stoney gates) sind an sich den festen Rollen unterlegen, hier aber ganz besonders. Ich kann von ihrer Verwendung nur abraten.

Das, was für das San-Wehr gilt, gilt fast genau so für das Wehr am Wi Shan-See, das einen ähnlichen Wasserwechsel hat, nur kleinere Wassermengen. Der Wi Shan-See liegt nördlich am Yün Ho.

3. Die Abführung der Hochwasserwelle aus dem Hungtse-See.

Amerikanische Entwürfe hatten vorgesehen, daß die Hochwasser des Hwai entweder durch das alte Bett des Huangho oder durch einen geradlinig vom Hungtse-See durchgebauten Kanal zum Gelben Meer fließen sollten. Nach Trockenlegung des Hungtse-Sees, die durch die gewaltige Bodenfläche von über 2,5 Mill. ha fruchtbaren Lößbodens reizte, sollte ein Kanal von über 220 km Länge bis nach der Hai-chow-Bucht, südlich von Shantung, erbaut werden. Als höchstes Hochwasser waren 7000 m³/sek angenommen, da die 1921 erreichte Wassermenge von 15 000 m³/sek noch nicht bekannt war. Dieser Kanal sollte allein bereits 90 Mill. Dollar kosten. Unter dem Einfluß der Katastrophe von 1921 hat die Hwai-Kommission diesen Plan verlassen mit der Absicht, einen Teil des Hwai-Wassers zum Teil durch den Salz-Kanal und Kuan Ho unmittelbar zum Meere, den größeren Teil aber durch den San Ho über die Kao Pao-Seen hinweg

zum Yangtse zu schicken. Der Weg durch den Kuan Ho würde dabei wesentlich billiger werden als der durch das aufgehöhte Bett des Huangho. Nun ist aber der Kuan Ho schon durch das HHW der Schantung-Flüsse Sze Ho und Yi Ho mit rd. 5500 m³/sek belastet. Alle diese Tatsachen drängten zu der Lösung, die ganze Hochwasserwelle des Hwai zum Yangtse zu leiten. 1921 flossen ihm nach den Messungen bereits 8400 m³/sek durch den San Ho, Kaiserkanal usw. zu. 5300 m³/sek flossen unmittelbar dem Gelben Meere zu. Der Rest floß in das überschwemmte Land. Der Hwai Ho ist seit wenigstens 100 Jahren ein Nebenfluß des Yangtsekiang geworden und wird es auch in Zukunft bleiben müssen. An dem Tage, als der Yangtse (21. August 1921) seinen höchsten Stand er-

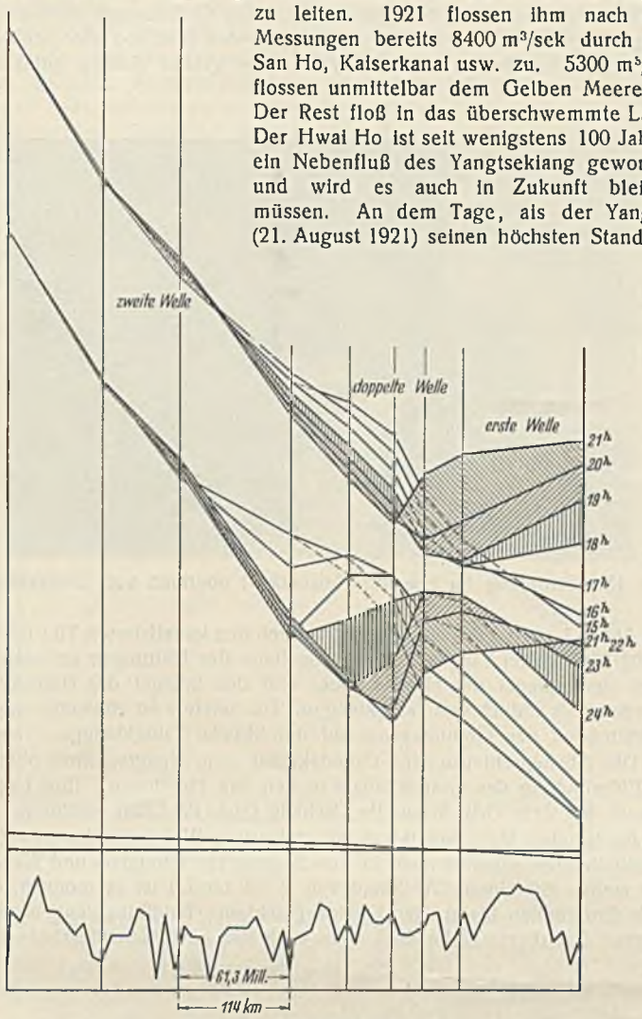


Abb. 11. Yangtse-Flutwelle.

reicht hatte, flossen ihm nur rd. 7000 m³/sek Hwai-Wasser zu. Die größte Hochwasserwelle des Hwai mit 8400 m³/sek lag zeitlich 29 Tage hinter der Yangtse-Spitze. Die Wahrscheinlichkeit für das Zusammentreffen der Hochwasserwellen beider Flüsse ist sehr gering, da Niederschlaggebiete, Lauflänge, Gefälle usw. ganz verschieden sind. Dazu ist noch notwendig, daß im Yangtse zur Zeit des Eintreffens der Hwai-Hochwasserspitze gerade Springflut ist, die auch nur zweimal im Monat eintritt (Abb. 11). Der

Abb. 12. Kaiserkanal (Grandekanal) bei Han ju.

Regelungsvorschlag geht nun dahin, die Hochwasserwelle des Hwai durch den Hungtse-See so zu verzögern, daß dem Yangtse bei HHW nur 7000 m³/sek zufließen werden. Die Möglichkeit hierfür ist erwiesen, soll aber im einzelnen nicht erklärt werden. Da bei ungeregeltem Hwai eines Tages auch die ganze im Jahre 1921 dem Yangtse zugeflossene Wassermenge von 8400 m³/sek mit der Hochwasserspitze des Yangtse zusammentreffen könnte, so bedeutet die Beschränkung der Hwai-Welle auf 7000 m³/sek durch Aufstau im Hungtse-See in Wirklichkeit eine starke Verbesserung für den Yangtse. Daß die für den Yangtse durchzuführende Rechnung als Zwischending zwischen einer Staurechnung und einer Tidewellenrechnung des Mündungsgebietes eines Tideflusses etwas verwickelt ist, versteht sich. Eine solche Arbeit für einen Strom, der mehr als 80 000 m³/sek größter Oberwassermenge abführt, war sehr anregend. Diese Minderung der Hwai-HW-Menge war natürlich nur möglich bei einer sehr starken Köpfung der Hwai-Hochwasserwelle durch den Hungtse. Daß sich aber hierin ganz gewaltige Möglichkeiten ergeben, ist bereits ausgeführt worden. Wenn auch die Frage, ob man solche Wassermengen dem Yangtse zuschicken darf, nach den Hochfluten von 1931 erneut geprüft werden muß, so scheint mir ihre Bejahung doch wahrscheinlich. In der bisherigen Rechnung ist die Ausnutzung des Hungtse-Sees nur bis zur Höhe von + 16,00 eingesetzt. Durch die genannte Erhöhung des Ming-Deiches könnten aber 5 Milliarden m³ mehr aufgespeichert werden. Dadurch ist die Gewißheit für die Beseitigung jeder Hochwassergefahr des Hwai für das Gebiet östlich des Hungtse-Sees gegeben.

Alle Erwägungen führten dazu, den San[8]) vorläufig ganz für sich zu behandeln und ihn keinen anderen Zwecken als nur dem der HW-Abführung dienstbar zu machen. Die Linie dieses HW-Kanals kann nach dem Plane der Hwai-River-Kommission durch einen Durchstich stark abgekürzt werden. Man kann in einer Landbrücke durch Ziehen kleinerer Kanäle von etwa 30 m Breite und 8 m Tiefe dem Wasser den Weg öffnen. Da an dieser Stelle durch die Wegabkürzung ein steiles Gefälle entstehen wird, so ist die Auswaschung des ganzen Kanals durch die Strömung mit Sicherheit zu erwarten.

Im ganzen ist für den San Ho ein Gefälle vorhanden von 12,1 — 0,8 — 5,1 = 6,2 m, d. h. bei 140 km Länge rd. 1 : 22 500. Der HW-Schlauch darf nicht mit gleichmäßigem Gefälle ausgebildet werden. Auf der Strecke größerer Erdbewegungen im San Ho muß ein steileres J, etwa $J = 1 : 10\,000$ gewählt werden.

4. Die Erneuerung des Kaiserkanals und des Salz-Kanals.

Für diese Arbeiten sind Untersuchungen über die gegenseitige Einwirkung des Hochwasserschutzes, der Bewässerungsaufgaben und der Schiffahrt angestellt worden, die aber hier nicht wiedergegeben werden sollen. Die alten Kanäle verdanken ihre Entstehung dem Salztribut. Das Salz wird durch Auslaugen des Meerwassers an der Küste von Kiangsu auch heute noch in großen Mengen gewonnen. Ich habe es mehrfach erprobt und als sehr wohlschmeckend befunden. Es enthält wahrscheinlich außer NaCl gewisse chemische Stoffe, die es für den Körper nützlich erscheinen lassen.

Hinsichtlich der Linienführung der Kanäle ist nichts Besonderes zu sagen. Der Yün Ho ist von den alten chinesischen Ingenieuren mit genau der gleichen Geschicklichkeit unter Ausnutzung des Geländes angelegt worden, wie wir heute einen Kanal bauen würden. Man wird an seiner Linienführung nicht mehr ändern, als man bei uns durch Kanalisierung eines Flusses ändert. Die Erneuerung des Yün Ho ist in Wirklichkeit die Kanalisierung eines Flusses. Bilder des jetzigen Yün Ho zeigen Abb. 12 bis 15. Abb. 13 zeigt eine große Ufermauer, deren große Steine durch den Erddruck auseinandergepreßt sind. Abb. 14 zeigt eins der Wassertore, die durch Dammbalken geschlossen werden können und die Aufgabe hatten, bei NW in der oberen Haltung Wasser anzusammeln. 1930 waren

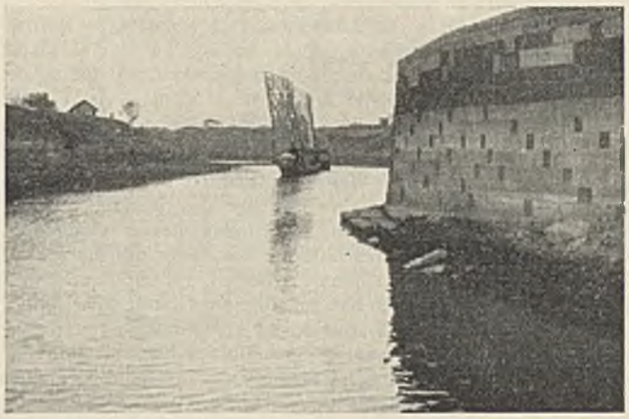


Abb. 13. Kaiserkanal. Kurve mit Schutzmauer bei Han ju.

die Dammbalken durchweg verrottet, von dem früheren gut erhaltenen Betriebe war nichts mehr vorhanden, der Yün Ho war so seicht, daß wir

[8]) Der San Ho ist der südliche Ausfluß des Hungtse-Sees am Südende des Ming-Deiches zu den Kaopao-Seen (auf Abb. 1 durch das „g" im Worte Ming unterbrochen).

nach Tsingkiangpu nicht mehr mit einem Motorboot ganz hinauffahren konnten, das einen Tiefgang von nur 1,2 m hatte. Wie stark im übrigen die Strömung in einem Wassertor war, zeigt Abb. 15. Auch heute noch steht auf dem Wassertor ein Mann, der durch Schlagen eines großen Gongs die bösen Wassergeister vertreiben soll (Abb. 14). An einer Stelle oberhalb von Ts-pu[9]) fand ich zwei Wassertore in einem Abstande von etwa 500 m. Es hätte nahe gelegen, sie in eine Kammerschleuse zu verwandeln, da aber der Yün Ho ein Fluß ist, war das Bedürfnis dafür, diese Erfindung zu machen, wohl nicht stark genug. Vielleicht verbot auch der auf die Erhaltung des Natürlichen gerichtete Sinn der Chinesen die Entstehung dieser Erfindung.

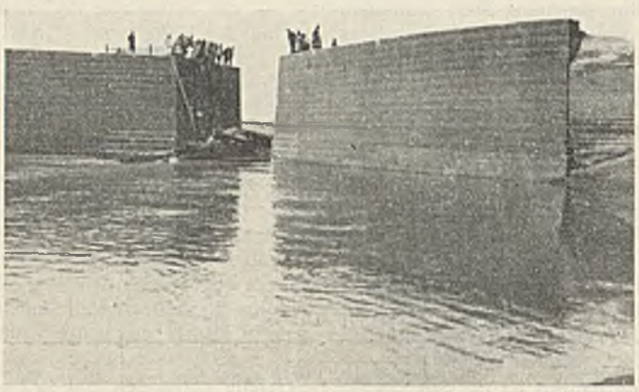


Abb. 14. Sperrtor Kaiserkanal.

Die Wassertore sind auf Pfählen gegründet. Der Yün Ho hat heute an vielen Stellen infolge von Deichbrüchen Untiefen und scharfe Krümmungen, die zwar dem Verkehr der zur Zeit nicht mehr als 20 t tragenden Dschunken nicht schädlich sind, aber für die Zukunft verbessert werden müssen. Die Erdarbeiten sind aber in China heute noch außerordentlich billig, 1 m³ Boden mit der Hand zu lösen und wieder einzubauen kostet etwa 20 Pf. nach unserem Gelde. Auch ist der Umfang dieser Arbeiten sehr gering, er wird wohl nicht mehr als 5 bis 6 Mill. m³ überschreiten.

Der Schiffsverkehr kommt in bezug auf den oberen Hwai und den Hungtse-See aus drei Richtungen:

1. vom Yangtsekiang über Tsingkiangpu,
2. vom Guan Ho (Kuan-Ho) — Salz-Kanal über Tsingkiangpu,
3. vom oberen Grandekanal (Kaiserkanal).

Von diesen wird vielleicht der Weg vom Guan Ho der wichtigste werden. Die beste Linienführung für 1. wäre im Zuge des San Ho. Dieser Weg wird aber aus den früher genannten Gründen besser vermieden oder nur für die heutigen kleinen Schiffe am San-Wehr mit einer einfachen Schleuse versehen. Es kommt dann als beste Linie eine solche in Frage, die von dem Hungtse-See nach Kingho Chia am Grandekanal führt. Der erste Teil dieser Strecke muß sowieso als Hauptbewässerungskanal ausgebaut werden und kann dann gleichzeitig Schiffskanal werden. Die Kreuzung zwischen dem Wege Hungtse-Salz-Kanal und dem Grandekanal kann nördlich von Tsingkiangpu in Spiegelhöhe geschehen; Tsingkiangpu wird dadurch einen bedeutenden Aufschwung nehmen. Von Tsingkiangpu ab ist der Schiffahrtweg zum Guan Ho durch die Natur vorgeschrieben, ebenso wie der Grandekanal (Yün Ho) nach Norden nur eines erweiterten Ausbaues mit Einbau von Kammerschleusen bedarf. Die Weiterführung des Yün Ho über den Huangho hinaus setzt eine Regelung des Huangho an der Kreuzungsstelle voraus, da sonst bei NW des Huangho die Schiffahrt an der Kreuzungsstelle zum Erliegen kommen würde[10]).

Die Schleuse in der geplanten Geradelegung des Grandekanals ist gleichzeitig die Schleuse für den Salz-Kanal und Chiangfu Ho. Es ergibt sich dann ein Bild gemäß Abb. 16. Man hat es dann erreicht, mit nur einer Schleuse den Hungtse-See und den Grandekanal nördlich von Tsingkiangpu aufzustauen. Es ist Platz für den Bau von vier Schleusen frei zu halten, da sie den Betrieb zweier großer Kanäle aufnehmen müssen.

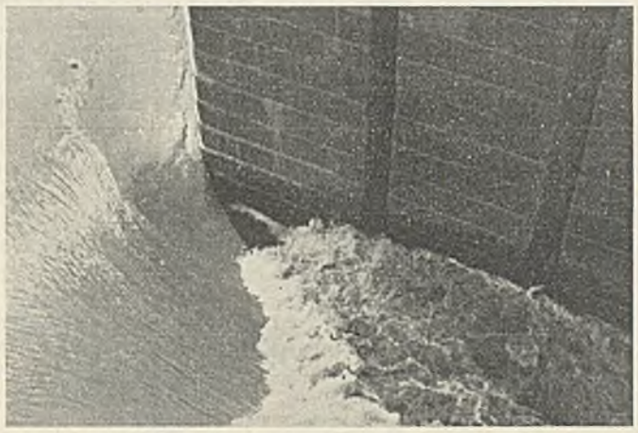


Abb. 15. Strömung im Sperrtor Kaiserkanal oberhalb von Tsingkiangpu.

Abb. 17 zeigt einen Längsschnitt durch den kanalisierten Yün Ho vom Huang Ho bis zum Yangtse. Die Spiegellage der Haltungen ist bestimmt durch den Spiegel des Hungtse-Sees und den Spiegel der Haltung des Grandekanals südlich von Tsingkiangpu. Die letztere ist abhängig von den Verhältnissen des Grandekanals auf der Strecke Tsingkiangpu—Yangtse.

Die Abstiegschleuse des Grandekanals zum Yangtse muß oberhalb der Einmündung des Grandekanals in den San Ho liegen. Ihre Lage ist dadurch bei dem Orte Schau Pe Dschang (Shao Pai Chai) bestimmt.

Es ist das Maß von 0,5 m als zulässiger Wasserstandswechsel der Kanalhaltungen angenommen, in den Seestrecken (Hungtse- und Wi Shan-See) mehr. Mit einem OW-Stand von + 6,8 bis 7,3 ist es möglich, ohne große Erdarbeiten bis zu der Kreuzungsschleuse bei Tsingkiangpu zu gelangen. Auf dieser Höhe muß dann auch die anschließende Haltung des neuen Salz-Kanals unterhalb der Kreuzungsschleuse liegen. Der Salz-Kanal gabelt sich an der Guan-Abzweigung nach Osten zum Guan, nach Norden nach Siong-Schuku. Am Guan Ho muß der zukünftige Seehafen des Hwai-Gebietes erbaut werden. Nördlich der Abzweigung zum Guan wird der Salz-Kanal vom „J"-Fluß (Yi) gekreuzt, der einschließlich Shü Ho bei HHW 5500 m³/sek abführt.

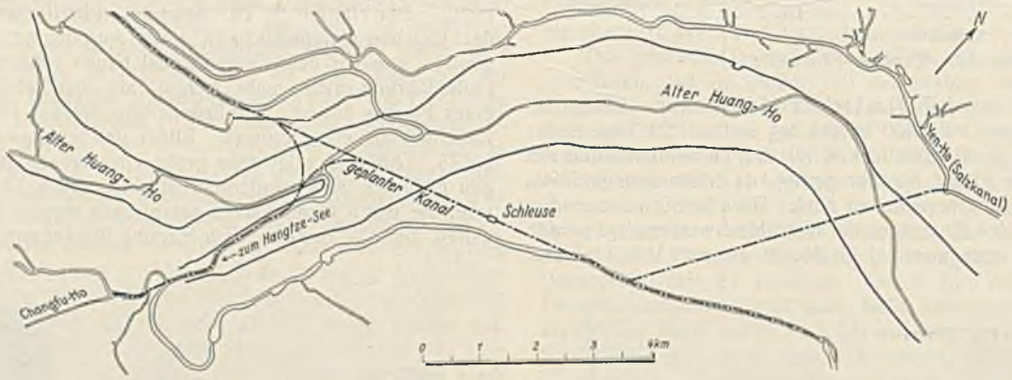


Abb. 16. Schleusenanlage bei Tsingkiangpu. (Ts-pu liegt rechts unten.)

Die Haltung des Grandekanals oberhalb von Tsingkiangpu entspricht dem zukünftigen Spiegel des Hungtse-Sees, hat also je nach der Füllung des Sees gewöhnlich eine Lage zwischen 16 m und 11 m. Sowohl der Chiangfu Ho wie die anstoßende obere Strecke des Grandekanals müssen so ausgebaut werden, daß sie diese Schwankungen, die heute bereits vorhanden sind, beibehalten können. Mit der Haltung von 11 bis 16 m kann man im Grandekanal bis zu dem Orte Liu Lau Dscha (Chien) kommen. Hier liegt die dritte Schleuse des Grandekanals, vom Yangtse gerechnet, mit einer oberen Haltung auf 19,7 bis 20,2. Mit dieser Haltung führt der

[9]) Tsingkiangpu, eine Stadt von 5000 Familien.

[10]) Vgl. O. Franzius, Der Huangho und seine Regelung, Bautechn. 1931, Heft 26, S. 397.

Kanal unter der Lunghai-Eisenbahnbrücke hindurch kurz vor der Mündung des Blau-Flusses. Die lichte Höhe unter der Brücke ist zu 6 m bestimmt. Die Rücksicht auf strohbeladene Schiffe verlangt große Durchfahrthöhen. Bei dem Orte Taushangti beginnt der Aufstieg mit 9,2 m Hub auf die Haltung 28,4 bis 28,9. 28 km oberhalb liegen die Kohlengruben von Tai Tschou Tscheng. Ihre wertvolle Kohle könnte ein bedeutendes Ausfuhrgut werden. 12 km oberhalb dieses Ortes liegt die Aufstiegschleuse zum Wi Shan-See mit der Haltung 30,6 bis 35,1 und 6,7 m größtem Hub (bei Wan Yan Dscha). Kurz vor dem See wird die Eisenbahn Pukou—Tientsin[11]) gekreuzt. Sie soll vorerst mit einer beweglichen Brücke über den Kanal geführt werden. Später ist der Bau eines Tunnels unter dem Kanal oder die Beseitigung des Segelns auf dem Kanal zu erwägen. Bogenbrücken sollen grundsätzlich vermieden werden, da sie bei Vergrößerung der Durchfahrthöhe nicht gehoben werden können. Der Wi Shan-See soll eine Schwankung von 4,5 m ausführen können, um rd. 2700 Mill. m³ Wasser aufspeichern zu können. Nach dem bis jetzt vorliegenden Planmaterial konnte ich die weitere Linienführung des Kanals noch nicht endgültig festlegen. Die Kanalsohle liegt in der Scheitelhaltung nach älterem Quellenmaterial auf 36,5 Huangho Null, so daß das HW der Scheitelhaltung

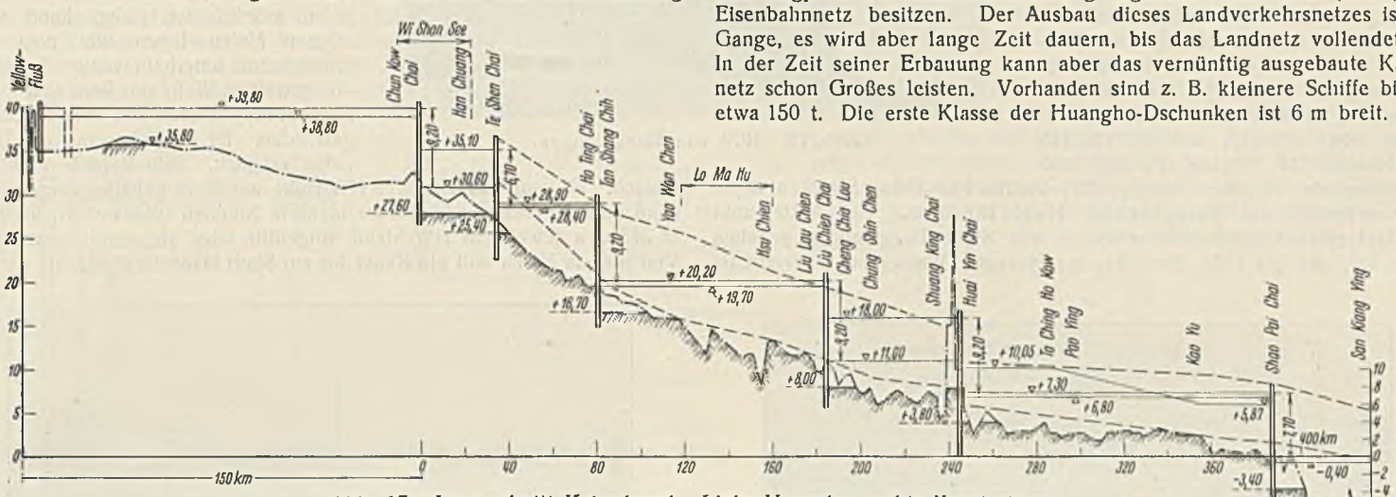


Abb. 17. Längsschnitt Kaiserkanal. Links Huangho, rechts Yangtsekiang.
Die Höhenangabe der Haltung + 18,00 muß richtig heißen + 16,00.

auf 39,8 liegen würde. Der Kanal soll dann bis Chiang Kou (Chun Kow) geführt werden, dort kreuzt er in Spiegelhöhe den Huangho. Er hat nach Freeman dort ein HHW von 41,53 m, ein NNW von 36,69 m Tsingtau Null[12]), entsprechend rd. 39,4 m und 34,6 m Huangho Null. Da dort bei 26 bis 27 m Huangho Null wahrscheinlich Felsen angetroffen wird, kann mit einer endgültigen Senkung des Huangho von etwa 4 bis 5 m, also einem zukünftigen NNW von 30,6 m gerechnet werden. Will man sich mit dem ersten Ausbau darauf bereits einstellen, dann muß die Abstieg- und Sperrschleuse ein größtes Gefälle von der Scheitelhaltung 39,8 m bis 30,6, d. h. 9,2 m erhalten, das rein zufällig mit dem der vorigen beiden Schleusen übereinstimmt.

Bei dem vorliegenden Plan braucht man sieben Schleusen, vom Yangtse an gerechnet bis zum Huangho, für eine Strecke von fast 600 km eine geringe Zahl. Die mittlere Länge einer Haltung ist dann 100 km, der Kanal würde einer der billigsten und besten auf der Erde werden. Die Weiterführung des Kanals nördlich des Huangho gehörte nicht zu dem Aufgabenkreis der Hwai-Flußbau-Direktion.

Es sei noch kurz der Wi Shan-See behandelt. Der Wi Shan-See mit 350 bis 870 km² Größe bei NW und HW ist von ähnlicher Bedeutung wie der Hungtse-See. Er wird gespeist aus dem Sze Ho, zeitweilig auch aus dem Wen Ho, die nördlich von ihm liegen. Das gesamte Einzugsgebiet des Wi Shan-Sees ist über 40 000 km² groß. Rechnet man mit nur 100 mm Abfluß von km² als Minimum im ganzen Jahre, dann ist der ganze Zufluß 4000 Mill. m³/Jahr. Als Zulauf zum Wi Shan-See soll bei HHW insgesamt 2000 m³/sek angenommen werden, wobei in außergewöhnlichen Flutzeiten das Gebiet unterhalb der Sze-Mündung kurze Zeit überstaut wird, wie es heute auch der Fall ist. Später muß der Grandekanal so ausgebaut werden, daß auch diese Überstauung fortfällt. Im Wi Shan-See soll der Ausgleich so geschehen, daß zur Zeit des HHW nicht mehr als 1000 m³/sek abfließen. Wahrscheinlich kann der größte Ausfluß aus dem Wi Shan-See auf rd. 500 m³/sek gesenkt werden, etwas, was für den Ausbau des Grandekanals und des „J" Ho (Yi) sehr wichtig wäre. Er muß ebenso behandelt werden wie der Hungtse-See.

Zur Zuleitung der Wassermengen aus der Scheitelhaltung zum Wi Shan-See sind die Haltungsstufen mit entsprechenden Wehren auszurüsten. Um in den Haltungen das nötige Gefälle erzeugen zu können, müssen die Wehre beweglich werden. Es dürften zum Teil Nadelwehre mit festen Böcken genügen[13]). Ob vom Wi Shan-See bis zur Haltung 19,7 (20,2) weitere Wehre erforderlich sind, hängt davon ab, ob der Blau-Fluß eine ausreichende seitliche Umgehung der Staustufen für das im Wi Shan-See ausgeglichene HW bildet. Während der HW-Zeit wird der Grandekanal wieder zum Teil den Charakter eines Flusses annehmen. Auch in der Bewässerungszeit wird das in manchen Jahren der Fall sein. Dabei kann das MW ebenfalls durch den Wi Shan-See so ausgeglichen werden, daß es in Zukunft fast das ganze Jahr hindurch gleichmäßig fließt.

Die Regelung der aus Schantung kommenden Flüsse Wen, Sze, Yi und Shü, sowie des Einzugsgebietes des Wi Shan-Sees kann hier wegen Platzmangels nicht beschrieben werden.

Bei der ungeheuren Größe der Wasserbauaufgaben in China kommt es hinsichtlich der Wasserstraßen mehr als in jedem anderen Lande darauf an, mit den vorhandenen Mitteln so viel wie möglich zu leisten. Die Verkehrsverhältnisse liegen in China ganz anders als in Europa oder Amerika. Um große Schiffe gebrauchen zu können, muß man bei jedem Verkehrsumschlagplatz ein meist strahlenförmig liegendes Landstraßen- (Auto-) und Eisenbahnnetz besitzen. Der Ausbau dieses Landverkehrsnetzes ist im Gange, es wird aber lange Zeit dauern, bis das Landnetz vollendet ist. In der Zeit seiner Erbauung kann aber das vernünftig ausgebaute Kanalnetz schon Großes leisten. Vorhanden sind z. B. kleinere Schiffe bis zu etwa 150 t. Die erste Klasse der Huangho-Dschunken ist 6 m breit. Auf diese Schiffe müßte der Verkehr also mindestens eingerichtet werden. Da nun aber die Kanäle bei gutem Ausbau heute schon ohne große Erdarbeiten für größere Schiffe befahrbar sein werden, sollte man bei 150 t nicht stehenbleiben. Ich schlage deshalb als erste Schleusengröße solche von 8 m Breite, 85 m Länge und 3 m Drempeltiefe oder besser von 12 m Breite und 100 m Länge vor. Es sind zwei Entwürfe aufgestellt worden. Wenn irgend möglich, sollte man die 12-m-Schleuse wählen. Denn wenn auch der weitere Ausbau mit Schleppzugschleusen geschieht, wird die Einzelschleuse sehr wichtig bleiben.

An Schleusen sind für den ersten Ausbau nötig drei Schleusen mit 6,7 m Hub, vier Schleusen mit 9,2 m Hub und eine Schleuse im Salz-Kanal mit entweder 9,2 m oder 4,3 m Hub. Man sollte grundsätzlich nur zwei oder drei Hubhöhen verwenden, damit möglichst viele Schleusen gleicher Art gebaut werden können. Der Bau wird dadurch verbilligt und der Betrieb vereinfacht. Es genügt dann, wie z. B. hier, für drei und vier gleiche Schleusen im ganzen je ein Obertor und je ein Untertor als Reserve zu haben. Schleusen mit mehr als 6,7 m Hub müssen feste Wände erhalten. Hierfür sind die Steine der alten Wassertore und Grasdämme sehr brauchbar, die als Trockenmauern versetzt werden können. Auch viele überflüssige Steine des Ming-Deiches sind brauchbar. Die Schleusen mit 6,7 m Hub werden wahrscheinlich am besten mit Wänden aus Larssen-Spundeisen in Kupferstahl versehen. Die Wände müssen verankert werden. Zur Entlastung der Wand ist im unteren Teil ein Kaulang-Damm von etwa 6,5 m Höhe mit einer schrägen Rückwand dahinter zu legen. Dadurch wird der Druck auf den unteren Teil sehr vermindert und die Wand sehr verbilligt. Eine feste Sohle ist entbehrlich, sie kann aber als Stützrahmen die Spundwand sehr verbilligen.

Eine Berechnung des zukünftigen Verkehrs ist unmöglich. Ich glaube, daß zehn Jahre nach der Eröffnung des Grandekanals etwa 5 Mill. t und 25 Jahre nach der Eröffnung 20 Mill. t Verkehr über den Kanal gehen werden. Es ist ein so gewaltiges Wirtschaftsgebiet zu versorgen, die Kanäle liegen so günstig, können daher so billig arbeiten, daß die Verkehrszahlen anderer Länder sicher weit überschritten sein werden. Tritt aber noch die Schiffbarmachung des Hwai, des Huangho und anderer Flüsse hinzu, dann werden die Zahlen sicherlich noch stark anschwellen.

[11]) Pukou gegenüber von Nanking.

[12]) Tsingtau Null entspricht dem Deutschen Seekarten Null in Tsingtau, also MSprNW. Das Huangho Null liegt rd. 2,1 m über Tsingtau Null.

[13]) Da das HW in der frostfreien Zeit abläuft.

Erhebt man daher eine Abgabe von nur 0,3 c/tkm, dann würde man bei 400 km mittlerer Fahrlänge und 10 Mill. t/Jahr bereits 10 · 400 · 0,003 = 12 Mill. Dollar jährlich als Abgabe einnehmen, entsprechend einem Kapital von 240 Mill. Dollar bei 5 % Verzinsung und Unterhaltung, womit man bei Staatsanleihen auch heute noch rechnen darf. Es bedarf aber nur eines geringen Bruchteils dieser Summe, um den ganzen Grandekanal vom Huangho bis zum Yangtse von rd. 700 km Länge mit Kammerschleusen zu versehen und so auszubauen, daß ein Verkehr von 10 Mill. t/Jahr bewältigt werden kann. Die Bauten für den HW-Schutz des Hwai und die Bewässerung gehören nicht mit dazu, da sie nicht dem Verkehr dienen. Von besonderer Wichtigkeit wird auf dem Grande-Kanal und Salz-Kanal der Verkehr von Kohle als Ausfuhrgut werden. Die Kohlengruben von Tai Dschong (Dschong Hin-Kohlengrube) liegen mit 200 km Abstand günstig zum künftigen Guanho-Hafen.

Auf eine Beschreibung des Umbaues des Salz-Kanals sowie der Regelung der Shantung-Flüsse muß des Raummangels halber verzichtet werden. Es sei aber bemerkt, daß der Yün Ho im Norden bis Peiping (Peking) und im Süden bis Hangchow durchgeführt worden ist. Diese Strecken lagen aber außerhalb des Bereiches der Hwai-Direktion. Der Mittelpunkt des Gebietes ist durch die malerische alte Stadt Tsingkiangpu gegeben (Abb. 18), die bis 1853 der Sitz des Huangho-Wasserbau-Gouverneurs war, der ähnliche Befugnisse wie eine Kommission hatte. Nachdem aber der Huangho wieder nach Norden durchgebrochen war, ist dieser Posten nicht wieder besetzt worden, der Jamen des letzten Gouverneurs ist aber noch erhalten.

Abb. 18. Bild von Tsingkiangpu.

Die alte Seidenstadt Hangchow südlich von Shanghai ist außer durch ihre Tempel, den West-See[14]), ihre Webereien berühmt durch die gewaltige Naturerscheinung der Bore, die es auf der Erde in solcher Pracht vielleicht noch ein- oder zweimal wieder gibt. Die Bore ist die Tidebrandung im Shin Tang, sie erreicht als eine mit 40 km/h stromaufwärts laufende Wasserwand eine Höhe bis zu 4,5 m und ist eins der großartigsten Naturschauspiele der Erde (Abb. 19 u. 20). Hangchow ist zur Zeit ein unbedeutender Seehafen, mit bedingt durch diese Naturerscheinung, die täglich zweimal die Gleichmäßigkeit der Wasserfläche aufhebt. Der Vater der chinesischen Revolution, Dr. Sun Yatsen, hat in seinem Ausbauplan für China einen großen offenen Seehafen am Shin Tang vorgeschlagen, der vor allem dem internationalen Shanghai Wettbewerb machen soll. Ich wurde von der chinesischen Nationalregierung auch für den Bau dieses Hafens um Rat gefragt und konnte nur feststellen, daß hier nur ein Dockhafen möglich ist. Man kann einen offenen Hafen legen wie man will, immer würde innerhalb weniger Sekunden die gewaltige Welle der Bore sich in das Hafenbecken stürzen und hier die Schiffe gefährden. Es ist daher nur ein Dockhafen möglich. Sein Betrieb wäre sehr einfach. Er kann auf mittlerer HW-Höhe der Bore gehalten werden und dann nach Vorbeirasen der Bore mehrere Stunden offenstehen, nachdem er auf den jeweiligen HW-Stand aufgefüllt oder abgesenkt worden ist. Von diesem Hafen soll ein Kanal bis zur Stadt Hangchow geführt werden, da eine Beseitigung der Bore schwer möglich, auch aus landschaftlich-nationalen Gründen nicht erwünscht ist.

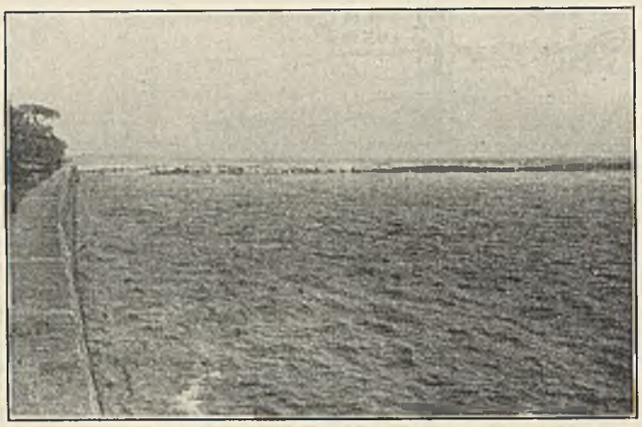


Abb. 19. Die Bore.

Abb. 20. Die Bore.

Aus: „Annalen der Hydrographie und maritimen Meteorologie" 1932, Heft V, Tafel 24.

[14]) Vgl. dessen Beschreibung in Richard Wilhelm, Die Seele Chinas.

INHALT: Grundablaß und Kraftwerk des Staubeckens Ottmachau. — Umbau der Eisenbahnbrücke über die Isar bei Landshut (Niederbayern). — Der 4. Seehafen (Erdölhafen) in Harburg-Wilhelmsburg. — Die Regelung des Hwai Ho, des Kaiserkanals usw.

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