

# DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 19. März 1935

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Okerdüker unter dem Mittellandkanal bei Braunschweig.

Von den Reglerungsbauräten Maaske, Braunschweig, und Hampe, Fallersleben.

### I. Grundlagen des Entwurfs.

Die Scheitelhaltung des Mittellandkanals kreuzt in km 47,525 weit des Dorfes Watenbüttel, nördlich von Braunschweig, den Flußlauf der Oker. Diese wird hier, den gegenseitigen Höhenverhältnissen entsprechend, mit einem Düker unter der Schiffahrtstraße hindurchgeleitet. An der Kreuzungsstelle liegt der Kanalwasserspiegel auf NN + 65,00 m; der Wasserstand der Oker schwankt hier zwischen NN + 61,80 und NN + 65,01 m. Über die hydrologischen Verhältnisse der Oker lagen bei Beginn der Entwurfsbearbeitung unmittelbar dafür verwertbare Beobachtungen aus früheren Zeiten nicht vor. Es war unmöglich, dem Durchflußquerschnitt auf das Einzugsgebiet bezogene hydrologische Durchschnittswerte zugrunde zu legen, zumal die Wasserführung der Oker an der Dükerbaustelle sowohl durch das im Oberharz gelegene gebirgige Einzugsgebiet ihrer Quellflüsse als auch durch das vollständig verwilderte Hochwasserbett, in dem zahlreiche Hindernisse das Wasser stauen und speichern, vollkommen unübersichtbar erhöht oder vermindert wird. Es war daher erforderlich, die für den Düker maßgebende größte Hochwassermenge und den dazu gehörenden Wasserstand des Flusses auf Grund unmittelbarer Beobachtungen zu gewinnen. Auf die den tatsächlichen Verhältnissen entsprechende Zusammengehörigkeit dieser beiden Werte mußte dabei besonderes Gewicht gelegt werden, weil nur so bei der Planung ein sicheres Bild von dem Einfluß des Dükerstaus auf die Grundstücke der Oberlieger und damit zugleich für später eine einwandfreie Grundlage für die Beurteilung etwaiger Schadensersatzansprüche gewonnen werden konnte.

Im Sommer 1898 war ein sehr großes Hochwasser aufgetreten, bei dem Teile der Stadt Braunschweig und mehrere alte Gehöfte des Dorfes Watenbüttel hoch überflutet worden waren. Es waren keine Anhaltspunkte dafür zu finden, daß hier früher jemals noch höhere oder ausgedehntere Überflutungen vorgekommen waren. Daraus durfte gefolgert werden, daß die Abflüßmengen dieses Hochwassers (184 m<sup>3</sup>/sek) als Größtmenge gelten konnte. Aus Gründen der Sicherheit verlangte die zuständige Landesbehörde jedoch, daß darüber hinaus dem Dükerentwurf eine Größtmenge von 225 m<sup>3</sup>/sek zugrunde gelegt und dabei ein rechnerisch zu ermittelnder Dükerstau von 0,40 m nicht überschritten werden sollte.

### II. Baugrund und Grundwasser.

An der Dükerbaustelle liegen unter der oberen dünnen humosen Mutterbodenschicht zunächst überwiegend Sand- und Kiessandschichten, die in buntem Wechsel und zahlreichen Lagen bald mehr, bald weniger tonhaltig sind. In einigen Lagen ist der Tongehalt so stark, daß sie als Schlack, Ton oder auch Tonmergel angesprochen wurden. Dazwischen befinden sich vereinzelt Lagen aus Moor und Torf. Unterhalb dieser Schichtengruppe beginnt in etwa 15 bis 18 m Tiefe unter dem Gelände eine stärkere Schicht aus Kies mit grobem Geröll, die auf festem grauen Tonmergel der unteren Kreide aufliegt. Abb. 1 zeigt einige charakteristische Ergebnisse dieser Bohrungen aus dem unmittelbaren Bereich der Dükerbaustelle.

Aus dem bei dem Abteufen der Bohrlöcher beobachteten starken Wechsel des Wasserandranges in den einzelnen Bodenschichten und den großen und plötzlichen Unterschieden in der statischen Druckhöhe der einzelnen wasserführenden Schichten ergab sich, daß die Bodenschichten teils fast oder vollständig wasserundurchlässig, teils aber außerordentlich stark wasserführend waren. Den höchsten Stand erreichte der statische

Druckspiegel des Grundwassers in der unteren grobsandigen Kiesschicht, aus der er bis zu 1,04 m über die mittlere Geländehöhe anstieg.

Aus mehreren Analysen des Grundwassers ergab sich ein Gehalt an SO<sub>3</sub> bis zu 144 und an aggressiver Kohlensäure bis zu 4,41 mg/l. Da sich dieser Gehalt an SO<sub>3</sub> und aggressiver Kohlensäure in Anbetracht der vorliegenden Möglichkeit einer ständigen Strömung des Grundwassers erheblich erhöhen und auch stets erneuern kann, mußte mit einem unter Umständen wirksamen Angriffsvermögen des Grundwassers auf Beton gerechnet werden.

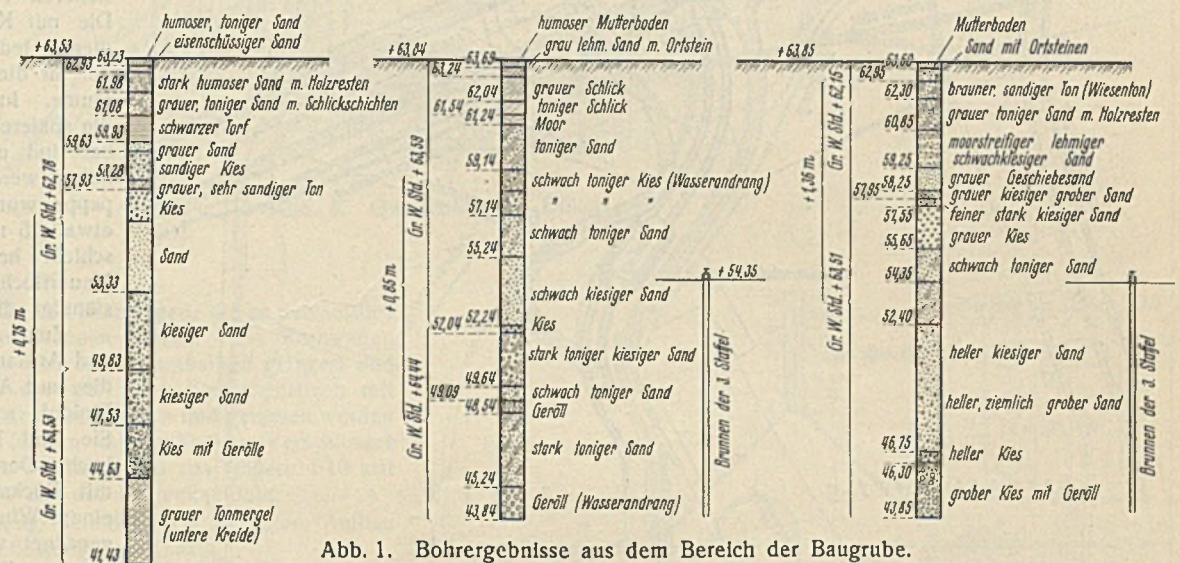


Abb. 1. Bohrergebnisse aus dem Bereich der Baugrube.

### III. Beschreibung des Dükerbauwerks.

#### a) Der Düker.

Die Lage des Dükers und der Nebenanlagen ist aus Abb. 2a u. 2b zu ersehen. Sie wurde so gewählt, daß die Bauwerksohle überall in einer stärkeren Kiessandschicht liegt und der Zu- und Abfluß des Hochwassers trotz der rechtwinkligen Anordnung des Dükers zur Kanalachse, die aus Gründen der Wirtschaftlichkeit erwünscht war, gut geführt wird. Diese Lage ermöglichte auch die Beibehaltung des Niedrigwasserlaufes der Oker und die Offenhaltung eines hinreichend großen Querschnitts östlich der Baustelle für etwaiges Hochwasser während der Bauzeit.

Für den in Abb. 3 dargestellten Dükerquerschnitt ergab sich als wirtschaftlichste Form eine Unterteilung in drei gleich große, nebeneinanderliegende quadratische Öffnungen mit ausgesteiften Ecken und überall gleich dicken Außen- und Zwischenwänden. Die Erhöhung der Betonmassen, die mit dieser Ausbildung des Querschnitts infolge des Verzichts auf eine gleich hohe statische Beanspruchung aller Wände verbunden war, wurde durch die Vorteile der vereinfachten Herstellung des Eisenbetonkörpers sowohl in technischer als auch wirtschaftlicher Hinsicht reichlich ausgeglichen. Aus dem gleichen Grunde wurde auch auf eine trompetenförmige Ausbildung der Öffnungen in der Längsrichtung des Dükers, die in hydraulischer Hinsicht vorteilhafter gewesen wäre, verzichtet und ein in ganzer Länge gleichbleibender Querschnitt ausgeführt. Die einzelnen Öffnungen haben eine lichte Höhe und Breite von 5,60 m und die Eckaussteifungen eine Schenkellänge von 0,90 m. Die einzelnen Öffnungen haben eine Querschnittsfläche von 29,76 m<sup>2</sup>, so daß im ganzen ein Durchflußquerschnitt von 89,28 m<sup>2</sup> im Düker vorhanden ist. Da sich für die vorgeschriebene Hochwasserführung von 225 m<sup>3</sup>/sek, die mit einer mittleren Geschwindigkeit von 2,58 m/sek den Düker durchfließen würden, rechnerisch ein Dükerstau von 39,2 cm ergibt, genügt der Querschnitt der landespolizeilichen Bedingung, daß höchstens ein Stau von 0,40 m eintreten darf. Die Dicke der Außen- und Zwischenwände beträgt 1,65 m. Der Dükerquerschnitt ist 23,40 m breit, 8,90 m hoch. Seine Eisenbewehrung ist in Abb. 4 dargestellt. Sie wurde der unterschiedlichen Beanspruchung einerseits in der Längsrichtung unter dem Kanal und den

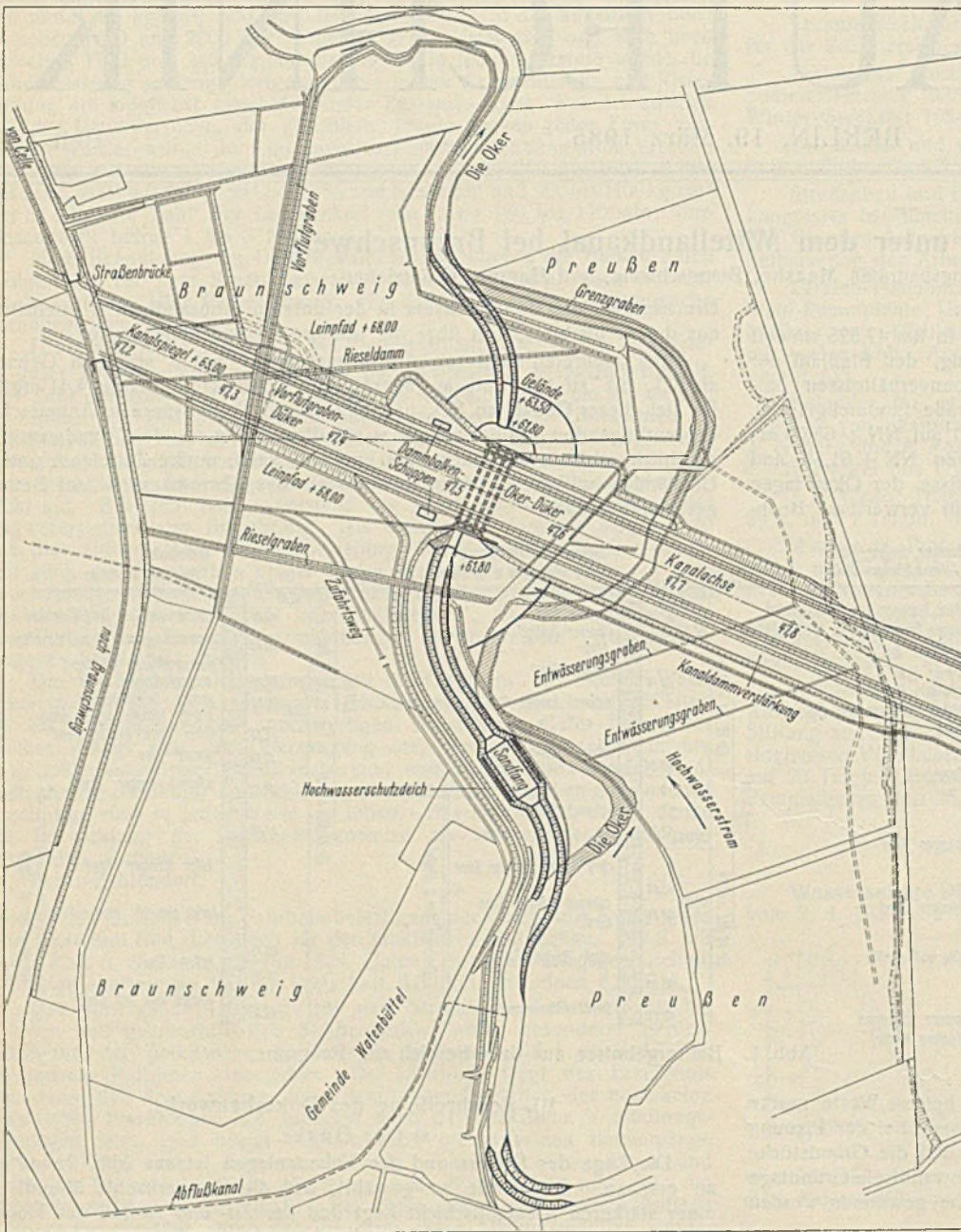


Abb. 2a. Übersichtslageplan des Dükers und der Nebenanlagen.

Leinpfaddämmen, andererseits in der Querrichtung in der mittleren und den äußeren Öffnungen angepaßt.

In Abb. 5 ist der Längenschnitt des Dükers dargestellt. Die innere Dükersohle fällt vom Einlauf 1:9,283 geneigt, verläuft in der Mitte fast waagrecht und steigt wieder 1:8,581 zum Auslauf. Die Brechpunkte sind mit einem Halbmesser von 20 m ausgerundet. Die Sohle erreicht im Ein- und Auslauf eine Dicke bis zu 2,79 m. Ihre Unterkante verläuft hier waagrecht. Die äußeren hochgezogenen Seitenwände des Ein- und Auslaufs mußten eine Dicke von 2 m erhalten. Der Abschluß der Leinpfaddämme über dem Düker geschieht durch lotrechte Stirnmauern. Ein- und Auslauf haben eine Gesamthöhe von rd. 13,14 und 13,26 m und

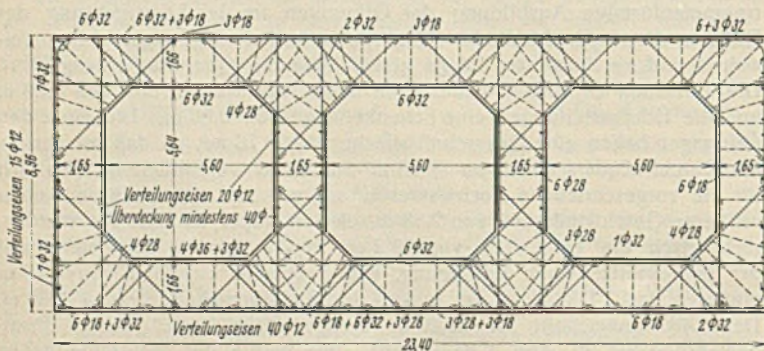


Abb. 4. Eisenbewehrung des Dükerquerschnitts unter dem Leinpfad.

eine Gesamtbreite von 24,30 m. Die Gesamtlänge des Dükers einschließlich Ein- und Auslauf beträgt 77,78 m. Zur Vermeidung von Setz- und Schwindrissen und zur Erzielung betonierfähiger Baukörper wurde der Düker in der Längsrichtung durch sechs lotrechte Quertüren in sieben Baublöcke unterteilt. Diese haben im Dükerrohr eine Länge von 11,76 m, im Einlauf von 9,5 m und im Auslauf von 9,93 m. In der Längsrichtung haben diese Baublöcke mit Ausnahme der notwendigen Verteilungs- und Unterstüzungseisen für die Querbewehrung keine Eisenbewehrung erhalten.

Die Trennungsfugen zwischen den Baublöcken wurden nach Abb. 6 ausgebildet. Durch ein gewelltes, 2 mm dickes Kupferblech werden die Baublöcke beweglich und wasserdicht miteinander verbunden. Die Stöße des Kupferblechs sind hart gelötet und die in den Beton einbindenden Teile zur Herstellung einer sicheren Verbindung mit dem Beton gefocht. Die mit Kupfernetzen befestigten Eisenbleche dienen lediglich als Schalung zur Herstellung der für die Beweglichkeit erforderlichen Hohlräume. In der Innenseite befinden sich für die spätere Kontrolle Eisenplatten, die abnehmbar sind und mit versenkten Vorreifern gehalten werden. Durch drei Lagen Asphaltfilz-pappe wurde zwischen den Baublöcken eine etwa 15 mm dicke nachgiebige Zwischenschicht hergestellt. Ein 0,5 m hinter der Mauerflucht eingelegter Teerstrick vervollständigt die Dichtung.

Zum Anschluß des Dükers an das Ein- und Auslaufbecken dienen Flügel aus Beton, die, mit Ausnahme des westlichen Flügels im Einlauf, rechtwinklig zur Dükerachse stehen. Sie sind 14,90 m lang und bis zu 11,10 m hoch. Der westliche Flügel im Einlauf mußte mit Rücksicht auf die Stromrichtung unter einem Winkel von 60° zur Dükerachse angeordnet werden. Um an Beton zu sparen, wurden die Sohlen der Flügel durch Stufen dem Verlauf der Böschungen angepaßt. Die Flügel mußten dabei teilweise auf weniger tragfähige Bodenschichten gegründet werden. In Abb. 7 ist der größte Querschnitt der Flügel dargestellt. Die Vorderfläche ist 6,47:1 geneigt und die Sohle bis zu 6 m breit. Die Flügel sind durch lotrechte Fugen vom Ein- und Auslauf getrennt. Diese Fugen werden durch ein nach Abb. 8 ausgebildetes Kupferblech gedichtet. Die aufgenieteten Eisenbleche dienen auch hier nur als Schalung. Auf eine Kontrollmöglichkeit wurde bei dieser Fugendichtung verzichtet.

Vor dem Einlauf und dem Auslauf sowie den anschließenden Flügeln wurden zum Schutze gegen Umläufigkeit und Unterspülungen 5 m lange, eiserne Spundwände System Hoesch, Profil O, geschlagen. Durch diese Spundwände, die behelfsmäßig nach rückwärts verankert wurden, konnte zugleich am Baugrubenaushub gespart werden. Zur Erhaltung der natürlichen festen Lagerung der Baugrubensohle und um eine sichere Aufstellung der Schalung und ein genaues Verlegen der Rundseisen zu ermöglichen, wurde unter dem Bauwerk eine 7 cm dicke Schutzschicht aus Beton hergestellt. Diese wurde in Übereinstimmung mit den Fugen im Bauwerk unterteilt. Zum Schutze des Betons gegen etwaige schädliche Einflüsse des Grund- und Flußwassers haben sämtliche Innen- und Außenflächen des Dükers, mit Ausnahme der Ansichtsflächen über MW, einen doppelten Anstrich mit dem bitumenhaltigen Anstrichmittel Asphaltose „A“ erhalten. Die Tonschale des Kanalquerschnitts wurde über dem Düker und seitlich davon verstärkt ausgebildet und in der Kanalmitte bis auf das Bauwerk herabgeführt.

b) Nebenanlagen.  
Im Ein- und Auslauf des Dükers befinden sich zwischen den entsprechend vorgezogenen Seiten- und Zwischenwänden in sämtlichen Öffnungen Schlitze für Dammbalkenverschlüsse und Steigeleitern. Für die Bedienung der Dammbalkenverschlüsse wurden über den Öffnungen Stege von 1,50 m Breite in Eisenbeton angeordnet, die starr mit den Außen- und Zwischenwänden verbunden sind.

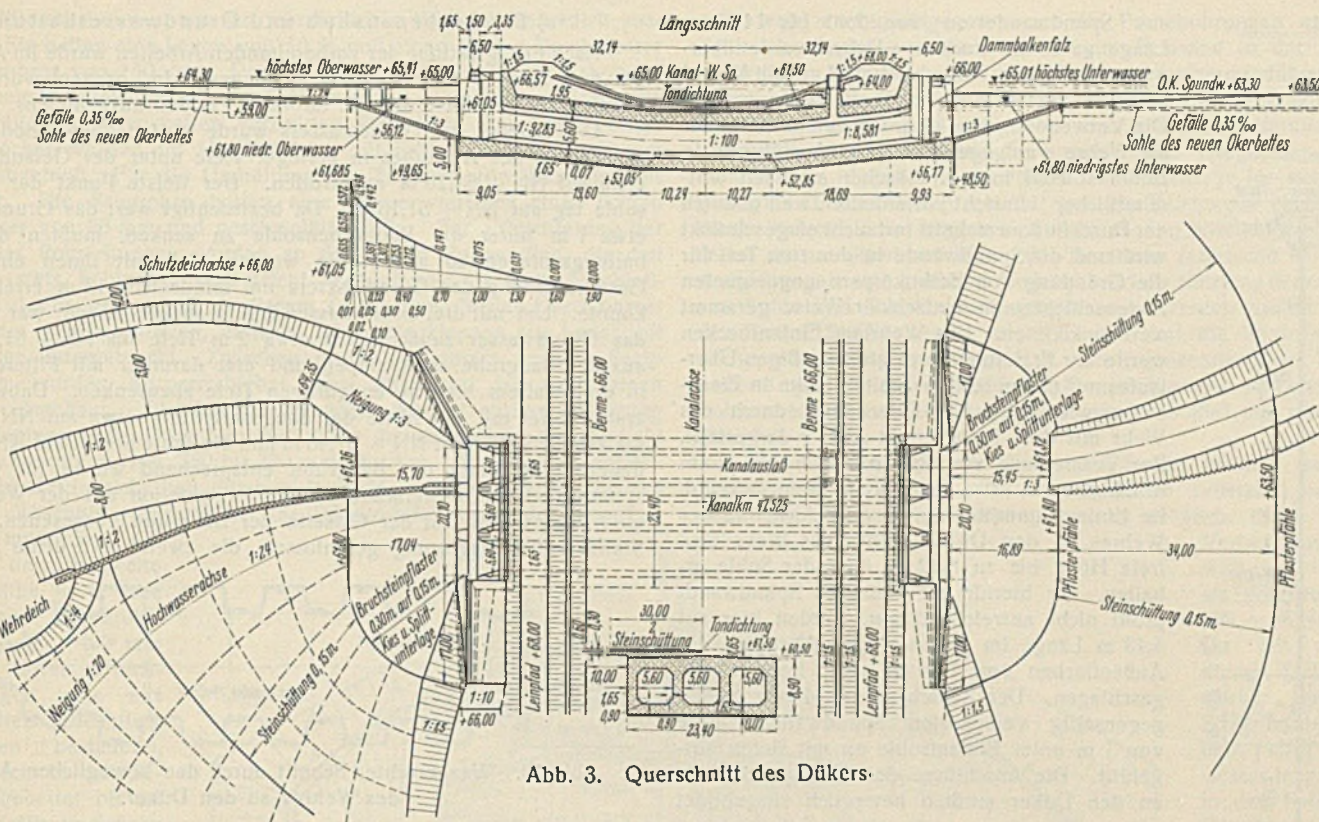


Abb. 5. Längsschnitt des Dükers.

Abb. 2b. Lageplan des Dükers.

Abb. 3. Querschnitt des Dükers.

Auf den Stegen liegen Gleise für die Kranwagen, die zu den seitlich des Dükers errichteten Dambalkenschuppen führen. Die Kranwagen sind so eingerichtet, daß auf ihnen mehrere Dambalken gelagert und nacheinander mit einem Hebezeug, das aus zwei Flanschzügen mit selbsttätiger Aufhängevorrichtung besteht, abgelassen und gehoben werden können. Die Dambalken bestehen für den unteren Teil des Verschlusses aus eisernen Trägern BP 20, für den mittleren Teil aus Trägern I 10 mit Eichenholzfutter und für den oberen Teil aus Eichenkantholz.

Auf der westlichen Dükeröffnung befindet sich in einem Aufbau aus Eisenbeton ein Überlauf zur Entlastung des Kanals.

Der Übergang von dem breiten, flachen Hochwasserquerschnitt der Oker zum Düker wird durch trichterförmige Becken vor dem Ein- und Auslauf des Dükers hergestellt. Der untere Teil der Sohle dieser Becken ist im Anschluß an den Düker 1:3 geneigt und mit Großpflaster von 0,30 m Höhe auf Grobkiesunterlage von 0,15 m Höhe und mit einer Fugenfüllung aus Feinsplitt versehen. Der Abschluß dieses Pflasters am Übergang zu dem oberen Teil der Sohle wird durch Holzrammpfähle von 1,50 m Länge gegen Unterspülungen gesichert. Die obere Sohle ist 1:20 geneigt und mit einer Steinschüttung von 0,15 m Höhe befestigt. Der Anschluß dieser Befestigung an das unbefestigte Gelände wird gleichfalls durch eine Rammpfähreihe geschützt.

Zur Verbesserung des Hochwasserabflusses wurden die in Verlängerung des Dükerauslaufes liegenden Hindernisse und Geländeerhöhungen, die früher besonders nachteilig den Hochwasserabfluß beeinflusst hatten, beseitigt. Im ganzen waren dafür rd. 17000 m<sup>3</sup> Bodenmassen abzutragen.

Um die unvermeidliche Schlammablagerung im Düker, deren Beseitigung laufend erhebliche Kosten verursacht, möglichst auf eine Öffnung

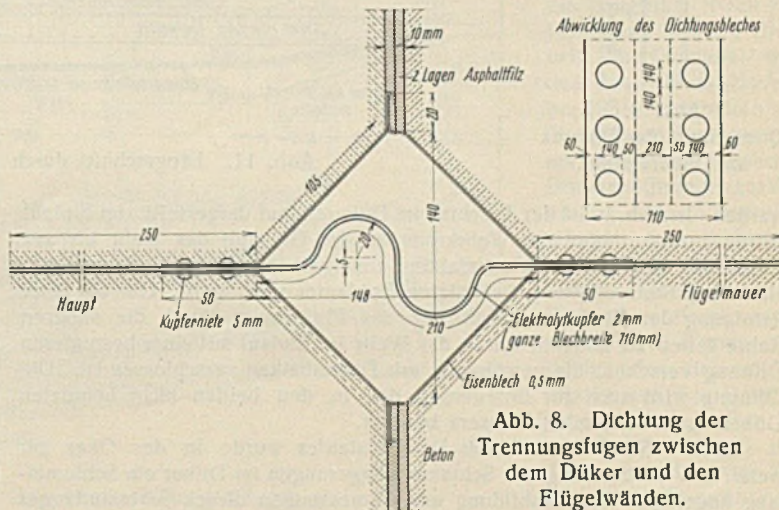


Abb. 8. Dichtung der Trennungsfugen zwischen dem Düker und den Flügelwänden.

zu beschränken und sie ferner in dieser Öffnung möglichst einzuschränken, wird die Wasserführung im Düker durch ein Längswehr im Einlaufbecken so geregelt, daß bis zu einer Wassermenge von 40 bis 50 m<sup>3</sup>/sek nur die westliche Dükeröffnung in Anspruch genommen wird und erst bei größeren Wassermengen auch die beiden übrigen Öffnungen am Durchfluß beteiligt werden. Dadurch werden in der einen ständig benutzten Öffnung zeitweilig höhere, der Schlammablagerung entgegenwirkende Durchfließgeschwindigkeiten erzielt und die beiden übrigen Öffnungen im allgemeinen der Schlammablagerung entzogen. Auch im Auslaufbecken wurde die westliche Öffnung von den beiden östlichen Öffnungen durch ein Wehr getrennt, um den Rückstau schlammhaltigen Wassers von der Niederwasseröffnung zu den Hochwasseröffnungen zu verhüten. Die Oberkante der Wehre liegt im Einlauf auf NN + 64,30 und im Auslauf auf NN + 63,30 m. Die Wehre verlaufen, der Stromrichtung folgend, in schwacher Krümmung. Sie bestehen im wesentlichen aus eisernen Spundwänden, die

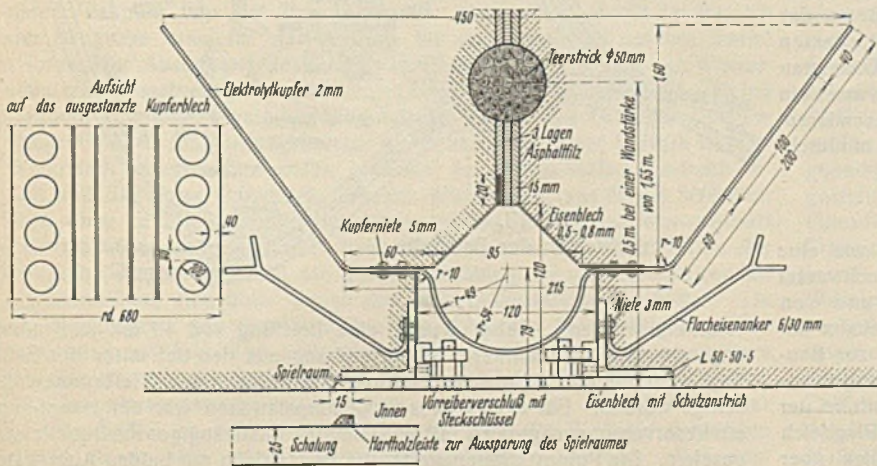


Abb. 6. Dichtung der Trennungsfugen der Dükerrohre.

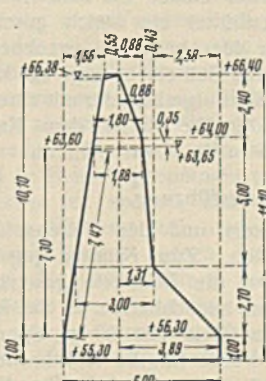


Abb. 7. Querschnitt durch die Flügelwände.

bestehen im wesentlichen aus eisernen Spundwänden, die

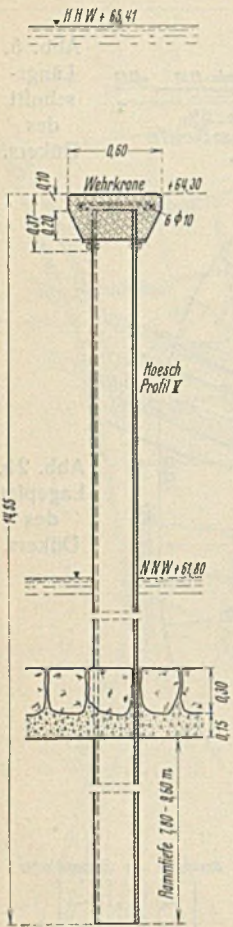


Abb. 9. Querschnitt des Wehres im Dükereinflauf.

aus Spundwandeln von 2,40 bis 14,80 m Länge gerammt wurden. Dabei wurde überwiegend System Hoesch, Profil I, Profil V und zum Teil System Larssen, Profil III, verwendet. Die Verwendung der eisernen Spundwände für die Wehre war gegenüber einer Ausführung in Beton sowohl in hydraulischer als auch wirtschaftlicher Hinsicht vorteilhafter, weil dadurch der Durchflußquerschnitt fast nicht eingeschränkt wird und die Spundwände in den zum Teil für die Gründung von Betonkörpern ungeeigneten Bodenschichten in einfachster Weise gerammt werden konnten. Das Wehr im Einlaufbecken wurde zur Erzielung eines gleichmäßigen Überlaufes mit einem 0,60 m breiten Holm in Eisenbeton versehen. Ein Querschnitt durch das Wehr mit dem Holm ist in Abb. 9 dargestellt. Zur Vermeidung von Rissen wurde der Holm in Längen von etwa 6 m durch Fugen getrennt. Im Einlauf unmittelbar vor dem Anschluß des Wehres an den Düker mußte das Wehr eine freie Höhe bis zu 8,42 m über der Sohle erhalten. Da hierfür ein einfaches Spundwandprofil nicht ausreichend war, wurden hier auf 5,13 m Länge im gegenseitigen Abstände der Außenflächen von 1,65 m zwei Spundwände geschlagen. Der Zwischenraum dieser beiden gegenseitig verankerten Spundwände wurde von 1 m unter Einlaufsohle an mit Beton ausgefüllt. Die Anschlüsse der Wehrspundwände an den Düker mußten beweglich ausgebildet

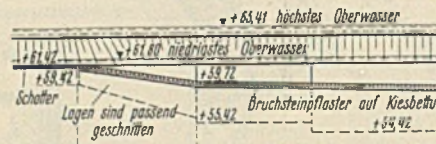


Abb. 11. Längsschnitt durch den Schlammfang.

a) Baugrubenaushub und Grundwasserhaltung. Nach Fertigstellung der vorbereitenden Arbeiten wurde im August 1931 mit dem Aushub der Baugrube begonnen. Im ganzen wurden für die Herstellung der Baugrube rd. 60000 m<sup>3</sup> Boden ausgehoben.

Der Spiegel des Grundwassers wurde in den oberen Bodenschichten bei Beginn des Aushubes in geringer Tiefe unter der Geländeoberfläche etwa auf NN + 63,20 m angetroffen. Der tiefste Punkt der Baugrubensohle lag auf NN + 51,13 m. Da beabsichtigt war, das Grundwasser bis etwa 1 m unter die Baugrubensohle zu senken, mußten die Wasserhaltungsanlagen so angeordnet werden, daß mit ihnen eine nutzbare Gesamtsenkung des Grundwassers um mindestens 13 m erreicht werden konnte. Um mit drei Grundwasserstufen auszukommen, war vorgesehen, das Grundwasser zunächst auf etwa 2 m Tiefe bis NN + 61,20 m offen aus der Baugrube abzupumpen und erst darunter mit Filterrohrbrunnen in drei Staffeln bis zur endgültigen Tiefe abzusenken. Dabei sollte die erste Staffel mit der Mitte der Saugrohrleitung etwa auf NN + 61,40 m, die zweite Staffel auf NN + 57,40 m und die dritte Staffel auf NN + 53,90 m liegen. Der Form der Baugrube entsprechend wurde für jede Staffel symmetrisch zur Dükerachse je eine Pumpstation auf der Westseite und eine Pumpstation auf der Ostseite der Baugrube vorgesehen. Die erste Staffel sollte ringförmig geschlossen, die zweite und dritte Staffel aber

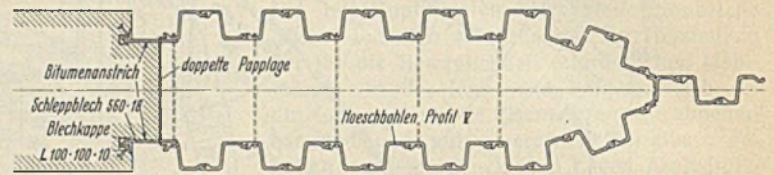


Abb. 10. Waagerechter Schnitt durch den beweglichen Anschluß des Wehres an den Düker.

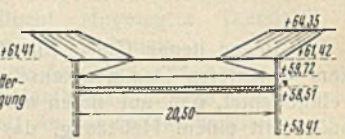


Abb. 12. Querschnitt durch den Schlammfang.

werden. In Abb. 10 ist der Anschluß im Dükereinflauf dargestellt. Im Einlauf wurde zum Anschluß der Wehrkrone an das Gelände das Wehr bis zur Erreichung der gleichen Geländehöhe außerhalb des Einlaufbeckens durch einen mit Steinschüttung befestigten Erdamm verlängert. Um bei einer Reinigung der Niedrigwasseröffnung das Flußwasser durch die anderen Rohre leiten zu können, wurde das Wehr im Einlauf mit einer besonderen Öffnung versehen, die gewöhnlich mit Dammbalken verschlossen ist. Die Öffnung wird auch zur Erneuerung des in den beiden nicht benutzten Dükerrohren stehenden Wassers benutzt.

Etwa 185 m oberhalb des Dükereinflaues wurde in der Oker zur weiteren Verminderung der Schlammablagerungen im Düker ein Schlammfang angelegt. Die Ausbildung und Abmessungen dieses Schlammfanges sind aus Abb. 11 u. 12 zu ersehen. Der untere Teil des Schlammfanges ist mit eisernen Spundwänden System Larssen, Profil Ia, I und IIa eingefast und die Sohle sowie der obere 1:1 geböschte Teil mit einem 0,20 m hohen Großpflaster auf Kiesbettung versehen. Der Durchflußquerschnitt ist ohne Berücksichtigung des unteren Schlammageraumes so groß gewählt, daß in ihm die Wassergeschwindigkeit bis zur Ausuferung des Niedrigwasserlaufes geringer bleibt als in der Niedrigwasseröffnung des Dükers.

Zum Schutze der dem Hochwasser ausgesetzten Gehöfte in Watenbüttel wurde westlich der Oker vom Düker bis zum Anschluß an das hohe Gelände südlich von Watenbüttel ein Deich geschüttet, dessen 4 m breite Krone rd. 0,60 m über dem höchsten errechneten Dükerstau liegt. Die Vorflut des eingedeichten Gebiets besorgt bei Hochwasser ein westlich des Okerdükers gelegener Vorflutgraben, der mit einem besonderen, gegen Rückstau verschließbaren Rohrdüker unter dem Kanal hindurchgeführt wird und weiter unterhalb in die Oker mündet.

#### IV. Bauausführung.

Für die Ausführung des Dükers und der Nebenanlagen war eine Bauzeit von zwei Jahren vorgesehen. Zum Schutze gegen Hochwasser wurde zunächst ein Ringdeich um die Baustelle geschüttet und von Westen her in Verbindung mit dem benachbarten an die Reichsbahn angeschlossenen Überladebahnhof ein Gleis mit 90 cm Spur bis zur Baustelle vorgestreckt. Dieses Gleis wurde für die Abfuhr des Baugrubenaushubes quer durch das Baufeld und außerdem für die Anfuhr der Baustoffe zu den verschiedenen Lagerplätzen auf dem Ringdeich rings um die Baustelle geführt. Abb. 13 gibt einen Überblick über die Baustelle.

mit Rücksicht auf die Ausführung der Flügel des Dükers in je zwei voneinander unabhängige Teilstaffeln auf den Längsseiten der Baugrube unterteilt werden. Der Bedarf an Filterrohrbrunnen für die einzelnen Staffeln war aus dem Porenvolumen der Bodenschichten und der Tiefe der notwendigen nutzbaren Absenkung für die erste Staffel zu 40 Stück, für die zweite Staffel zu 30 Stück und für die dritte Staffel zu 33 Stück

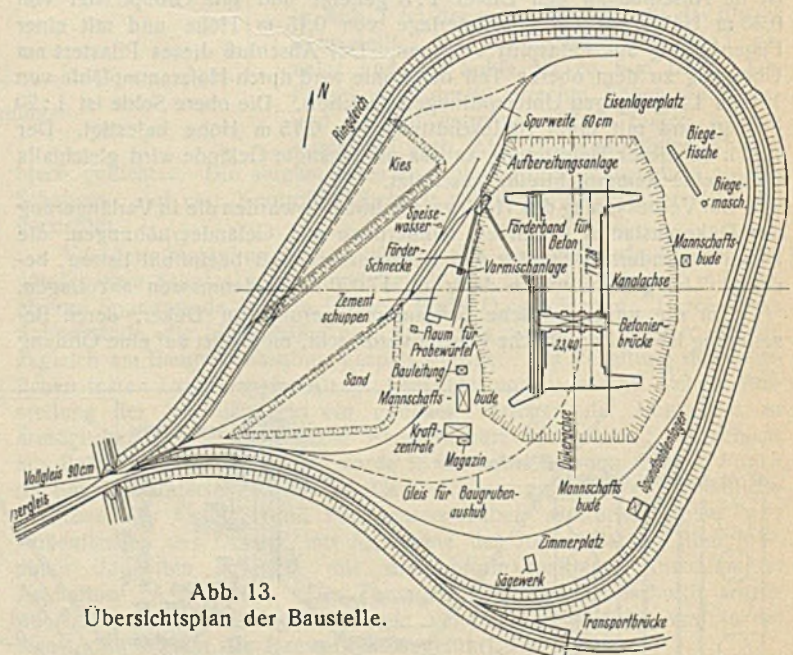


Abb. 13. Übersichtsplan der Baustelle.

ermittelt worden. Dabei wurde eine Leistung von 4 l/sek je Brunnen angenommen. Ein stärkerer Wasserandrang aus der tief unter der Sohle liegenden Geröllschicht sollte erforderlichenfalls durch Tiefbrunnen beseitigt werden. Für sämtliche sechs Pumpstationen war ein Haupt- und ein Reservepumpenaggregat mit vollkommen unabhängiger Kraftquelle vorgesehen. Die Pumpstationen sollten im Bedarfsfalle mit beiden Aggregaten gleichzeitig arbeiten.

Die Filterrohrbrunnen wurden in sämtlichen Staffeln einheitlich ausgebildet. Sie hatten eine Länge von 10 m und einen lichten Durchmesser des Filterrohres von 150 mm. Das Tressengewebe wurde zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit auf eine spiralförmig mit etwa 30 mm Ganghöhe um das Filterrohr gewickelten verzinkten Eisendraht von 3 mm gelegt. Die Bohrlöcher wurden im Handbetriebe mit Futterrohren von 300 mm Durchm. abgeteuf. Für die Umhüllung des Filters wurde Wesersiebkleie verwendet. Die Saugrohre hatten eine Länge von 9 m, einen lichten Durchmesser von 80 mm und geschweißte Stöße. Zur Erleichterung der Füllung der Rohrleitungen wurden an Stelle von Fußventilen, die den Durchfluß stets behindern und leicht festklemmen, in den Anschlußkrümmern der Saugrohre, die zu diesem Zweck einen lichten Durchmesser von 100 mm erhalten hatten, einfache Rückschlagklappen aus Leder mit Blechauflage untergebracht. Zwischen diesen Krümmern und der Saugrohrleitung wurden Absperrschieber zum Absperrn jedes einzelnen Brunnens eingebaut. Die Saugrohrleitungen, die mit geringer Steigung zu den Pumpen verlegt wurden, bestanden in sämtlichen drei Staffeln aus Flanschenrohren von 250 bis 300 mm Durchm. Sie wurden zur Erhöhung der Betriebsicherheit durch mehrere Hauptabsperrschieber in verschiedene Abschnitte unterteilt. Die Druckrohrleitungen der einzelnen Pumpen mündeten auf der Ost- und Westseite der Baugrube in je eine gemeinsame Druckrohrleitung von 400 mm Durchm. Diese Druckrohrleitungen, die aus geschweißten Blechflanschenrohren bestanden, wurden flach in das Gelände eingebettet bis an den Ringdeich und dann über diesen hinweggeführt. An der Außenseite des Ringdeiches mündeten sie in Blechkasten unterhalb des Wasserspiegels. Aus diesen Blechkasten floß das Wasser mit freiem Überfall in offene Gräben, die es zur Oker führten.

Die offene Wasserhaltung im oberen Teil der Baugrube konnte planmäßig durchgeführt werden. Mit Rücksicht auf die geringe Dauer dieser Haltung wurden die Pumpenanlagen nur behelfsmäßig eingebaut. Der Wasserzufluß war verhältnismäßig gering und konnte mit zwei Pumpen gehalten werden. Bei der weiteren Ausführung der Grundwassersenkung ergaben sich jedoch erhebliche Schwierigkeiten, die umfangreiche Ergänzungen der geplanten Anlagen und besondere Maßnahmen notwendig machten. Den tatsächlich ausgeführten Umfang der Grundwasserhaltungsanlage zeigt Abb. 14.

Die 40 Brunnen in der ersten Staffel wurden nach und nach fortschreitend mit dem Einbau in Betrieb genommen und längere Zeit mit einem Vakuum von fast 7 m abgesaugt, ohne jedoch damit im Bereich der Baugrube eine für den Aushub bis zur Höhe der zweiten Staffel erforderliche Absenkung des Grundwassers zu bewirken. Aus den Wasserständen in mehreren Beobachtungsrohren, die in verschiedenen Tiefen standen, konnte gefolgert werden, daß der Zufluß des Grundwassers zur Baugrube nicht im Wirkungsbereich dieser Staffel, sondern in stark wasserführenden Schichten unter den Brunnen der ersten Staffel hindurch zu floß und das unter Überdruck stehende Wasser dann aus diesen Schichten nach oben in die dichteren Schichten aufstieg und deren Wassergehalt dauernd wieder ergänzte. Auf diese Weise konnte sich in der Mitte der Baugrube, begünstigt durch die große Entfernung der gegenüberliegenden Brunnenreihen, eine hohe Kuppe des Grundwasserspiegels erhalten. Da die Ergiebigkeit der einzelnen Brunnen trotz des gegenseitigen großen Abstandes von 6 bis 8 m sehr gering war, erschien es zwecklos, weitere Brunnen zwischenzuschalten, weil damit keine nennenswerte Erhöhung der Gesamtwassermenge zu erreichen gewesen wäre. Um die Höhe der zweiten Staffel zu erreichen, mußte schließlich die Wirkung der ersten Staffel durch eine offene Wasserhaltung ergänzt werden. Bei dem weiteren Aushub der Baugrube zeigte sich dann, daß die Bodenschichtung

noch weit mannigfaltiger war, als die Probebohrungen ergeben hatten. Zahlreiche Lagen aus stark tonhaltigem Feinsand in der Dicke von oft nur wenigen Millimetern trennten die stärker wasserdurchlässigen Schichten voneinander, so daß die Ausbildung eines Gefällspiegels und ein Abfallen des Grundwassers zu den Brunnen aus größerer Entfernung vollständig unmöglich war. Lediglich in unmittelbarer Umgebung der Brunnen konnte sich in jeder wasserführenden Schicht je für sich ein schwach geneigter Grundwasserspiegel mit geringer Reichweite einstellen. Infolge dieser Bodenstruktur zeigten sich auch an den Böschungen der Baugrube, selbst in unmittelbarer Nähe der Brunnen, zahlreiche Quellen, die zu Ausspülungen und größeren Bodenabbrüchen führten, denen mit Rigolen aus Splitt und Schotter entgegengearbeitet werden mußte. Der Betrieb der ersten Staffel wurde mit Rücksicht auf die Winterpause zunächst auch nur behelfsmäßig durchgeführt. Die ergänzende offene Wasserhaltung bestand aus einem selbständigen Pumpenaggregat und ferner aus zwei Rohranschlüssen an die Saugrohrleitung der Staffel mit offenen Pumpensämpfen.

Nachdem die Sohle für die zweite Staffel erreicht war, wurde mit dem Einbau der Brunnen für deren östliche Teilstaffel begonnen. Mit Hilfe der offenen Wasserhaltung war es möglich, diese Teilstaffel zur Verbesserung der Saugwirkung 0,60 m tiefer als vorgesehen, also auf NN + 56,80 m zu legen. Da mit den Brunnen dieser Teilstaffel bereits stärker wasserführende Schichten erreicht wurden, stieg das Grundwasser in großen Mengen in den Futterrohren und Filterbrunnen aufwärts in die Baugrube. Nach Fertigstellung von 14 Brunnen der Oststaffel wurden dann Ende November 1931 die Arbeiten vorübergehend eingestellt, nachdem zuvor die oberen Brunnenöffnungen zur Verhütung von Verschlamungen mit Sackkleinen umhüllt und die empfindlicheren Geräte aus der Baugrube entfernt worden waren. Das Wasser stieg infolge des starken Zuflusses aus den Brunnen der zweiten Staffel zunächst sehr schnell und nach etwas längerer Zeit bis etwa 0,50 m über das Gelände innerhalb des Ringdeiches.

Ein Anfang Januar 1932 in der Oker eintretendes Hochwasser hatte keinen nennenswerten Einfluß auf den Wasserspiegel in der eingedeichten Baugrube.

Ende Februar 1932, als nicht mehr mit stärkerem Frost zu rechnen war, wurden die Arbeiten wieder aufgenommen. Nachdem zunächst durch eine Heberrohrleitung von binnen- nach außendeichs der Wasserspiegel bis etwas unter Geländeöhe gesenkt worden war, wurde am 29. Februar 1932 mit dem Leerpumpen der eigentlichen Baugrube begonnen. Um dabei ein stärkeres Ausfließen der Böschungen zu vermeiden, wurde der Wasserspiegel nur sehr langsam gesenkt. Nach Erreichung der Höhe der ersten Staffel und Wiederherstellung der Maschinenanlage wurde der Betrieb mit sämtlichen vier Pumpen dieser Staffel aufgenommen. Um die Höhe der zweiten Staffel zu erreichen, mußte jedoch abermals das Wasser in erheblichem Umfange offen abgepumpt werden. Sodann wurde die Ostseite der zweiten Staffel fertiggestellt und in Betrieb genommen mit der Absicht, auf diese Weise das Grundwasser so zu senken, daß die Westseite dieser Staffel zwecks Erhöhung ihrer Wirkung noch etwas tiefer als die Ostseite gelegt werden konnte. Dieses gelang jedoch nur um 0,40 m, weil die geförderte Wassermenge für eine stärkere Senkung noch nicht ausreichend war. Immerhin konnte die Weststaffel auf NN + 56,40 m, also 1 m tiefer als ursprünglich vorgesehen war, gelegt werden. Bei dem Aushub im Bereich der II. Staffel zeigte sich dann, daß auch hier selbst bei vollem Betriebe dieser Staffel zusammen mit der I. Staffel keine zum Einbau der III. Staffel ausreichende Tiefe des Grundwasserspiegels ohne weitere Maßnahmen erreicht werden konnte. Aus den Wasserständen in drei mitten in der Baugrube gesetzten Beobachtungsrohren, deren Fußpunkte

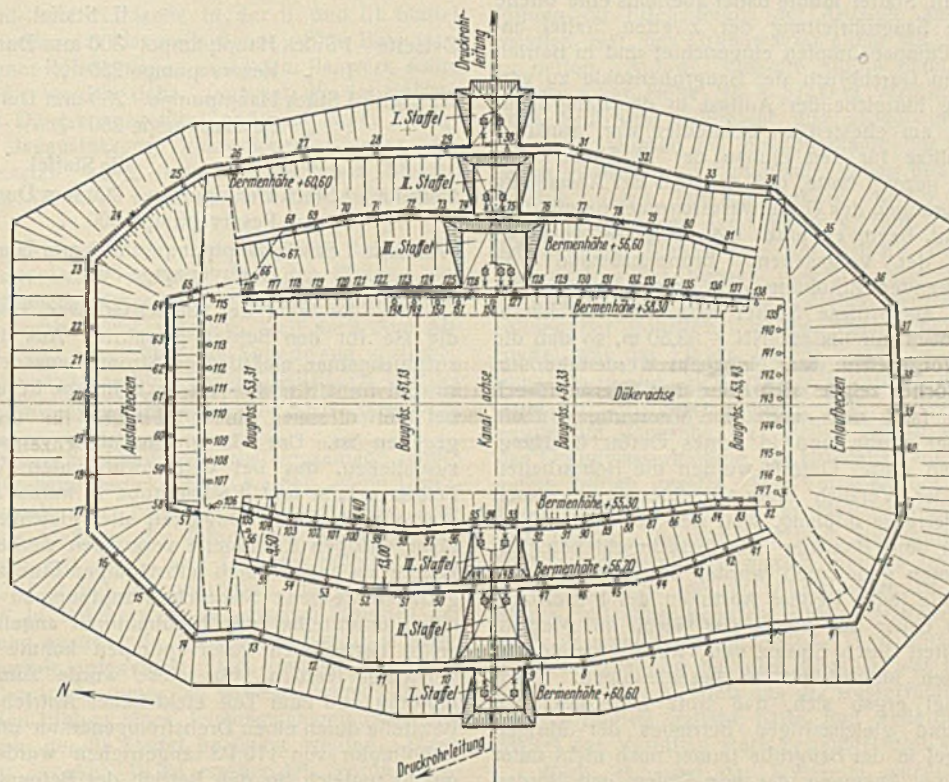


Abb. 14. Lageplan der Grundwasserhaltungsanlagen.

in verschiedenen Tiefen lagen, war zu erkennen, daß in der unteren groben Kiesschicht immer noch ein stärkerer Überdruck vorhanden war und von hier aus das Grundwasser in die höher liegenden Schichten aufstieg. Ferner wurde festgestellt, daß auch von der Süd- und Nordseite her, an denen Brunnen der II. Staffel nicht vorgesehen waren, das Grundwasser zur Baugrube strömte und hier offen aus den Böschungen trat. Als dann auf diesen Seiten die vorgesehenen Querspundwände geschlagen wurden, staute sich das Grundwasser hinter dieser auf der Nordseite so hoch, daß es über deren Oberkante zur Baugrube abfloß. Zur Unterbindung dieses Zulaufes mußten dann hier hinter der Spundwand Brunnen abgeteuft und so die II. Staffel U-förmig um die Baugrube ausgedehnt werden. Die Anzahl der Brunnen wurde dadurch in der II. Staffel von 30 auf 41 erhöht. Als trotzdem keine ausreichende Absenkung eintrat, wurde von einer weiteren Vermehrung der Brunnen abgesehen, weil diese Brunnen nur in geringer Länge mit dem Filterrohr in der wasserführenden Kiesschicht standen und angenommen werden mußte, daß es von dieser Höhenlage aus noch nicht möglich sein würde, den Grundwasserstrom in dieser Kiesschicht so stark abzufangen, daß nicht doch vielleicht in dem noch tiefer gelegenen Geröll ein Teil des Grundwasserstromes unter den Brunnen hindurch unter und in die Baugrube gelangte. Zur Erreichung der Tiefe der III. Staffel mußte daher abermals eine offene Haltung durch zwei an die Saugrohrleitung der zweiten Staffel angeschlossenen Saugrohre mit Pumpensäugern eingerichtet und in Betrieb genommen werden. Um einen Durchbruch der Baugrubensohle zu vermeiden, wurden zur Erhaltung hinreichender Auflast in der Baugrubenmitte, wo dieser Durchbruch am ehesten zu befürchten war, zunächst nur östlich und westlich Schlitze für den Einbau der III. Staffel ausgebaggert. Da die Erfahrung gezeigt hatte, daß das Ziel der Absenkung nur durch ein vollständiges Absaugen des Grundwasserstromes unmittelbar in der Kies- und Geröllschicht, bevor er unter die Baugrube gelangte, zu erreichen war, wurde der vorgesehene Brunnenabstand von 4 m auf 3 m unter entsprechender Erhöhung der Brunnenanzahl verringert, und ferner versucht, auch diese Staffel möglichst tief herabzudrücken. Dieses gelang jedoch nur bis auf NN + 53,50 m, so daß die III. Staffel 0,40 m tiefer als vorgesehen war, eingebaut werden konnte. Bei dem Abteufen der Bohrlöcher zeigte sich hier der Wasserüberdruck in verstärktem Maße. Ferner fand sich auch die Vermutung, daß die Kiesschicht nach unten gröber wurde und in reines Geröll überging, bestätigt. Durch das Antreffen dieses Gerölls wurden die Bohrarbeiten außerordentlich erschwert. Der Versuch einer Beschleunigung durch Rammen und Spülen der Futterrohre mißlang, weil sich bei beiden Verfahren das grobe Geröll unter dem Bohrröhr nicht beiseiteschieben ließ, sondern solange mit nach unten genommen wurde, bis eine undurchdringliche Häufung grober Teile jedes weitere Absinken der Futterrohre unmöglich machte. Es blieb daher nur übrig, das Geröll mit Meißeln zu zerkleinern und die Arbeiten durch Einsatz von vier Bohrgeräten in Tag- und Nachtschichten nach Möglichkeit zu beschleunigen. Nach Inbetriebnahme der III. Staffel ergab sich, daß trotz außerordentlich günstiger Wasserförderung und gleichzeitigen Betriebes der übrigen Staffeln der Grundwasserspiegel in der Baugrube immer noch nicht unter die Sohle gesunken war. Zum Abfangen des von Süden und Norden kommenden Grundwasserstromes mußten dann auch auf diesen Seiten der Baugrube, obwohl sich daraus später bei der Bauausführung Schwierigkeiten ergeben konnten, Brunnen gesetzt und auch diese Staffeln ringförmig geschlossen werden. Mit der nun aus 66 Brunnen bestehenden Staffel gelang es jedoch auch noch nicht, das Ziel vollständig zu erreichen. Da an der Nordostecke der Baugrube ein besonders starker Wasserandrang festgestellt worden war und hier trotz des geringen Brunnenabstandes von 3 m beim versuchsweisen Absperren selbst nur eines Brunnens das Wasser oben aus dessen Filterrohr austrat, wurden an dieser Stelle noch weitere fünf Brunnen auf Lücke gesetzt und an eine besondere Saugrohrleitung parallel zur Hauptleitung angeschlossen. Da nach dem Anschluß dieser Brunnen die Hauptpumpe auf der Ostseite nicht mehr ausreichend zur Erzielung einer hinreichenden Absaugtiefe war, mußte hier die Reservepumpe dauernd mit betrieben und eine dritte Pumpe als Reserve eingebaut werden. Bei gleichzeitigem Betrieb der II. Staffel mit 41 Brunnen und 2 Pumpen und der III. Staffel mit 71 Brunnen und 3 Pumpen, also zusammen 112 Brunnen und 5 Pumpen fiel dann der Grundwasserspiegel in der Baugrubenmitte bis etwa 0,30 m unter die Sohlenhöhe. Die I. Staffel mußte während des letzten Ausbaues der III. Staffel wegen Wassermangels außer Betrieb gesetzt werden. Mit dem letzten Brunnen war offenbar der Hauptstrom des Grundwassers getroffen. Im ganzen wurden für die Grundwasserhaltung 152 Rohrfilterbrunnen eingebaut.

Auf die geplante Absenkung bis etwa 1 m unter die Sohle wurde angesichts der großen Schwierigkeiten verzichtet. Auch der eingetretene Zeitverlust durfte nicht durch etwaige weitere Versuche in dieser Richtung vergrößert werden. Vor der Vermehrung der Anzahl der Brunnen in der III. Staffel war auch geprüft worden, ob nicht mit Hilfe von Tiefbrunnen die Absenkung einfacher zu erreichen war. Da jedoch mit mehreren Brunnen der III. Staffel die Geröllschicht bereits durchstoßen

und der Tonmergel erreicht worden war, mußten Tiefbrunnen ausscheiden, weil sie nicht so tief gesetzt werden konnten, daß die Ausbildung einer hinreichend tiefen Senkungskurve möglich war.

Für die offene Wasserhaltung im oberen Teil der Baugrube wurde im Jahre 1931 mit Rücksicht auf die kurze Betriebsdauer und die Unterbrechung durch die Winterpause nur ein behelfmäßiger Einbau der Pumpen und Antriebsmaschinen vorgenommen. Es wurden dafür eingebaut:

3 Stück Pumpen mit 200 mm Rohranschluß
1 „ „ „ 175 mm „
3 „ Rohölmotoren 15 PS
1 „ „ „ 12 PS.

Auch das Leerpumpen der Baugrube nach der Winterpause bis zur Höhe der I. Staffel geschah in behelfmäßiger Weise. Für den endgültigen Ausbau der drei Staffeln wurden folgende Einheiten aufgestellt:

		I. Staffel.			
Ostseite	1 Stück Hauptpumpe	250 mm Durchm.	— 1 Lokomobile	35 PS	
	1 „ Reservepumpe	250 „ „	— 1 „	28 „	
Westseite	1 Stück Hauptpumpe	250 mm Durchm.	— 1 Rohölmotor	25 PS	
	1 „ Reservepumpe	250 „ „	— 1 „	25 „	
		II. Staffel.			
Ostseite	1 Stück Hauptpumpe	300 mm Durchm.	— 1 Rohölmotor	50 PS	
	1 „ Reservepumpe	250 „ „	— 1 Elektromotor	35 „	
Westseite	1 Stück Hauptpumpe	250 mm Durchm.	— 1 Rohölmotor	50 PS	
	1 „ Reservepumpe	250 „ „	— 1 Elektromotor	35 „	
		III. Staffel.			
Ostseite	1 Stück Hauptpumpe	300 mm Durchm.	— 1 Rohölmotor	50 PS	
	1 „ Reservepumpe	300 „ „	— 1 „	50 „	
Westseite	1 Stück Hauptpumpe	300 mm Durchm.	— 1 Rohölmotor	50 PS	
	1 „ Reservepumpe	300 „ „	— 1 „	50 „	

Für die Wahl der Antriebsart war ausschlaggebend die Sicherheit, die sie für den Betrieb gewährte. Aus diesem Grunde mußte die Inanspruchnahme elektrischen Stromes aus den Netzen der Überlandwerke sowohl für die Haupt- als auch für die Reserveanlagen ausscheiden, weil bei diesen eine Gewähr für ununterbrochene Stromzuführung nicht gegeben ist. Um ein gleichzeitiges Versagen sämtlicher Pumpen auszuschließen, das bei den vorliegenden Verhältnissen verhängnisvolle Folgen gehabt und die Baugrube in kurzer Zeit vollständig zerstört hätte, mußte auch die Abhängigkeit aller gleichzeitig betriebenen Pumpen von einer einzigen Kraftquelle vermieden werden. Den Betriebsbedürfnissen konnte am besten durch selbständigen Einzelantrieb der Pumpen Rechnung getragen werden. Sämtliche Hauptpumpen der II. und III. Staffel wurden daher unmittelbar mit Rohölmotoren angetrieben. Für die nicht gleichzeitig betriebenen Reservepumpen konnte auf eine gleiche Forderung verzichtet werden. Für diese wurde zum Teil Antrieb durch Rohölmotoren und zum Teil elektrischer Antrieb mit Stromerzeugung auf der Baustelle durch einen Drehstromgenerator mit 220/380 V, der durch einen Rohölmotor von 110 PS angetrieben wurde, gewählt. Da diese Kraftquelle zugleich für den Betrieb der Betonmisch- und -förderanlage sowie die Beleuchtung der Baustelle und sonstige Zwecke verwendbar war, konnte sie durch das gelegentliche Anhängen einiger Pumpen sehr wirtschaftlich ausgenutzt werden. In Anbetracht der Bedeutung, die hiernach der Stromerzeugung zukam, wurde später hierfür noch eine für den wichtigsten Bedarf ausreichende Reserve in der Weise eingerichtet, daß ein kleinerer Drehstromgenerator behelfmäßig mit dem Rohölmotor der II. Staffel der Westseite angetrieben werden konnte. Diese Kombination war unbedenklich, weil für diese Staffel vorübergehend der Betrieb einer Pumpe auf der Ostseite allein ausreichend war.

#### b) Leistungen der Grundwasserhaltung.

Der freie Überfall des geförderten Wassers aus den Blechkasten am Auslauf der beiden Druckrohrleitungen diente als Meßwehr zur laufenden Ermittlung der geförderten Wassermenge. Durch mehrere Tauchbretter in diesen Kästen wurde der Wasserstrom beruhigt. Die Überfallhöhe an den 1,20 m breiten Überfällen wurde mit selbstschreibenden Pegeln laufend aufgezeichnet. Bei der rechnerischen Bestimmung der Abflüßmengen aus den Überfallhöhen wurde der Abflüßbeiwert „ mit 0,63 angenommen. Zur Ermittlung der Leistungen einzelner Pumpen waren in die Rohrleitungen der beiden Hauptpumpen der II. Staffel außerdem ein Venturimeter und ein Klinkhoff-Zelenka-Wassermesser eingeschaltet. Die größte im Tagesdurchschnitt von fünf Pumpen aus 112 Brunnen geförderte Wassermenge betrug 1462 m<sup>3</sup>/Std und die durchschnittliche Leistung etwa 1370 m<sup>3</sup>/Std. Sie war mehr als doppelt so groß wie bei der Entwurfsaufstellung angenommen worden war. Während der ganzen Bauzeit wurden von den drei Staffeln der Grundwasserhaltung bis zum Beginn des Rückbaues an 382 Betriebstagen im ganzen 9 600 000 m<sup>3</sup> Wasser gefördert. Die sonst häufige Erscheinung, daß im Laufe der Bauzeit die Fördermenge wesentlich zurückgeht, trat nicht ein, woraus auf eine außer-

ordentlich große Ausdehnung der wasserführenden Kies- und Geröllschicht geschlossen werden darf. Infolge der Überlagerung dieser Schicht durch dichte Bodenschichten waren starke Niederschläge auf die Fördermenge ohne jeden Einfluß.

Der gesenkte Wasserspiegel lag anfangs 0,30 und nach längerer Pumpzeit 0,50 m, also i. M. 0,40 m unter der Baugrubensohle. Die nutzbare Absenkung des Wasserspiegels betrug von Geländehöhe gerechnet 12,77 m und von dem ursprünglichen statischen Druckspiegel der wasserführenden Schicht gerechnet 13,71 m. Auf die Höhe der Saugrohrleitung in der III. Staffel bezogen betrug die nutzbare Absenkung nur 2,77 m, obwohl ständig mit einem Vakuum von etwa 7,50 m gepumpt wurde und der Wasserspiegel in den Brunnen etwa 6,50 m unter der Pumpenachse lag. Außer den Beobachtungsrohren in der Mitte der Baugrube befanden sich weitere Beobachtungsrohre auf den Baugrubenböschungen und in der Umgebung der Baugrube. In diesen Rohren wurden je nach Lage des Fußpunktes sehr unterschiedliche Wasserstände festgestellt. Westlich der Baugrube ergab sich ein flacher und östlich davon ein sehr steiler Verlauf der Absenkungskurve.

Abb. 15 zeigt die trockene Baugrube beim Beginn der Betonierungsarbeiten (Einbringen der Sohlenschicht).

Bei der Bauausführung des Dükers mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß die auf der Süd- und Nordseite in der II. und III. Staffel gesetzten Brunnen zum Teil unter das Bauwerk fielen. Eine Belassung unverfüllter Brunnen und offener Rohrleitungen unter dem Bauwerk sollte jedoch vermieden werden. Es wurden daher zunächst die am tiefsten liegenden mittleren Teile des Dükers ausgeführt und nach deren Fertigstellung die der weiteren Bauausführung hinderlichen Brunnen der III. Staffel außer Betrieb gesetzt. Das danach eintretende Steigen des Grundwasserspiegels war für die weiteren Arbeiten nicht mehr hinderlich.

Nach Beseitigung der Saugrohre wurden die im Boden belassenen Filterrohre dieser Brunnen mit Beton verfüllt. Bei den Brunnen der II. Staffel, die außerhalb der nördlichen Querspundwände lagen, war dieses Verfahren, wie ein Versuch ergab, nicht möglich, weil nach dem Abschalten dieser Brunnen das Grundwasser über die Spundwand gestiegen wäre. Hier wurden daher die waagerechten Saugrohrleitungen bei der Herstellung der Flügel durch diese hindurchgeführt und später mit Beton verfüllt.

Bei dem endgültigen Rückbau der Grundwasserhaltungsanlage mußte der starke Wasserandrang weitgehend berücksichtigt werden, wenn Unterspülungen des Bauwerks, besonders der höher gegründeten Flügel, vermieden werden sollten. Eine Haltung des Grundwasserspiegels nach Stilllegung der III. Staffel allein mit der II. und I. Staffel unterhalb der Höhe der Pumpstationen der III. Staffel war unmöglich. Ein zusätzliches offenes Abpumpen kam nicht in Frage, weil das aus den Brunnen der III. Staffel mit starker Strömung austretende Wasser die Baugrubensohle unmittelbar neben dem Bauwerk aufgewühlt hätte und ein Abdichten dieser Brunnen gegen den Überdruck unmöglich gewesen wäre. Diesen Gefahren konnte nur durch den Einbau einer leistungsfähigen Hilfstaffel unter Verwendung der Brunnen der III. Staffel begegnet werden. Diese Hilfstaffeln, deren Anordnung aus Abb. 16 zu ersehen ist, wurde, nachdem die Baugrube zunächst auf beiden Längsseiten des Dükers bis etwa zur Oberkante der Brunnen der III. Staffel verfüllt worden war, in folgender Weise hergestellt. Östlich und westlich des Dükers unmittelbar neben diesem wurde auf Holzgerüsten je eine Pumpe mit 250 mm Durchm. Rohranschluß aufgestellt. Die Mitte dieser Pumpen und der Saugrohrleitungen lag auf NN + 57,60 m, also 4,10 m über der III. und auch noch etwas über der II. Staffel. Die beiden Antriebsmaschinen für die Hilfstaffeln, Elektromotoren von 35 PS, wurden oben auf den Düker gestellt und die Saugrohrleitungen unmittelbar über den Brunnen der III. Staffel auf hohen Holzgerüsten mit fertig angeschlossenen Krümmern verlegt. Sodann wurde nach und nach zunächst jeder zweite Brunnen der III. Staffel abgesperrt, dessen Saugrohr herausgenommen, auf das Filterrohr ein 4 m langes Filterrohr mit Tressengewebe mit leichter Verbindung aufgesetzt und danach das Saugrohr wieder eingehängt und an den zugehörigen Krümmer der Hilfstaffel angeschlossen. Nach Anschluß einiger Brunnen wurden die Pumpen der Hilfstaffel in Betrieb genommen und nun in gleicher Weise mit den übrigen Brunnen verfahren, bis der Betrieb der Pumpen in der III. Staffel eingestellt werden konnte. Der Wasserspiegel wurde durch die Hilfstaffel so tief gehalten, daß der Ausbau der Pumpen, der Antriebsmaschinen und der Rohrleitungen der III. Staffel ungehindert folgen und die Baugrube zunächst bis zur Höhe NN + 57,00 m verfüllt werden konnte. Zum Verfüllen dienten zwei Greifbagger, denen geeigneter Verfüllungsboden auf Kippwagen zugeführt wurde. Außer der dabei durch den hohen Abwurf des Bodens erzielten Verdichtung wurde durch Wasseraufgabe eine möglichst feste Lagerung der Verfüllung erreicht. Das überschüssige Wasser sickerte dabei durch die aufgesetzten Filterrohre zu der Hilfstaffel ab.

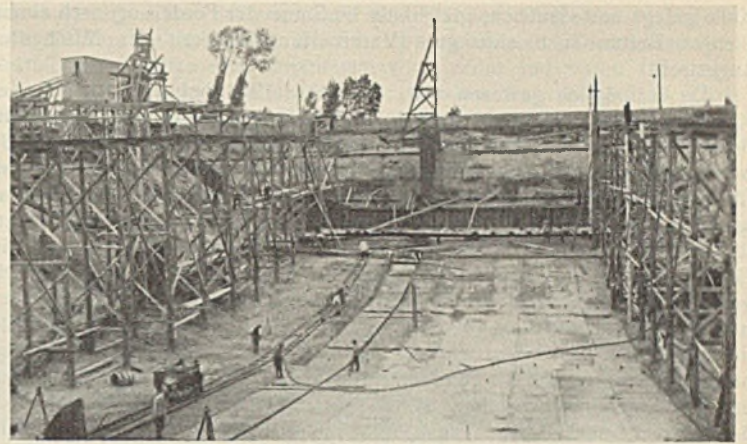


Abb. 15. Baugrube nach dem Erreichen der Sohle.

Auf der Westseite konnte die II. Staffel schon während dieser Verfüllung zur Erleichterung der Arbeiten ausgebaut werden, weil es hier möglich war, das Grundwasser allein mit der Hilfstaffel hinreichend tief zu halten. Auf der Ostseite mußte dann, nachdem hier die Baugrube bis etwa zur Höhe NN + 57,00 m verfüllt war, zunächst die Hilfstaffel nach und nach stillgelegt und ausgebaut werden. Die Brunnen der Hilfstaffel wurden bis zur Oberkante der Filterrohre der III. Staffel mit Beton verfüllt, weil Hohlräume neben und unter dem Düker vermieden werden mußten. Die Aufsatzrohre wurden mit Sand gefüllt, dabei gleichzeitig gezogen und dann die so verfüllten Brunnenlöcher eingeschlämmt. Anschließend wurden auf der Ostseite die Brunnen der II. Staffel nach und nach außer Betrieb gesetzt. Hier war in Anbetracht der großen Entfernung vom Bauwerk ein Ziehen der Brunnen bei gleichzeitiger Sandfüllung der Bohrlöcher unbedenklich. Bei den letzten Brunnen dieser Staffel war das Ziehen jedoch wegen zu starken Auftriebes nicht mehr möglich, so daß hier mehrere Filterrohre im Boden verbleiben und mit Sand verfüllt werden mußten. Nach vollständiger Räumung der Ostseite wurde die Baugrube hier weiter verfüllt und dann als letztes Teilstück der Grundwasserhaltung die Hilfstaffel auf der Westseite nach und nach außer Betrieb gesetzt. Das Verfüllen der Brunnen und die Beseitigung der Aufsatzrohre geschah in gleicher Weise wie bei der Hilfstaffel auf der Ostseite. Da sich hier nach Stilllegung der letzten Pumpe der Auftrieb sofort bemerkbar machte, mußten trotz starker Beschleunigung der letzten Arbeiten mehrere Aufsatzrohre im Boden belassen werden. In dieser Höhenlage konnten jedoch Nachteile für das Bauwerk durch den Auftrieb nicht mehr entstehen. Von einer Beteiligung der I. Staffel an der Wasserhaltung bei dem Rückbau war abgesehen worden, weil diese Staffel auf den Auftrieb aus der wasserführenden Schicht keinen nennenswerten Einfluß gehabt hätte und außerdem die Rohrleitungen dieser Staffel das Verfüllen stark behindert und verzögert hätten.

Nach Räumung der Westseite wurde das Verfüllen zunächst im Schutze von zwei offenen Wasserhaltungen bis zur Oberkante der Dükerrohre fortgesetzt und später in Verbindung mit der Schüttung der Kanaldämme fertiggestellt. Irgendwelche Sackungen der Verfüllung, die von Baugrubensohle bis Leinpfadoberkante rd. 17 m hoch ist, sind bisher nicht eingetreten.

## V. Beton.

### a) Mischungsverhältnisse.

Die statische Berechnung des Dükerquerschnitts hatte für die am stärksten beanspruchten äußeren Seitenwände eine größte Druckbeanspruchung des Betons von 26,6 kg/cm<sup>2</sup> ergeben. In Anbetracht dieser verhältnismäßig geringen Beanspruchung war bei der Bestimmung des Mischungsverhältnisses für den Dükerbeton weniger die Festigkeit als das Widerstandsvermögen des Betons gegen schädliche Einwirkungen des Grund- und Flußwassers ausschlaggebend. Es wurde daher besonderer Wert auf einen dichten Beton mit möglichst geringem Gehalt an freiem

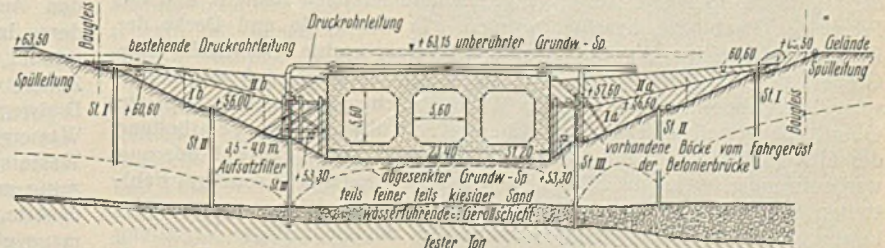


Abb. 16. Querschnitt der Baugrube mit den drei Grundwasserstaffeln und den Hilfstaffeln für den Rückbau.

Kalk gelegt und daneben, gleichfalls im Sinne der Forderung nach einem dichten Beton, auch eine gute Verarbeitungsfähigkeit des Mischgutes angestrebt.

Da es möglich gewesen war, im Jahre 1929 bei dem Aushub der Kanalstrecke für Betonzwecke geeigneten Kiessand in sehr wirtschaftlicher Weise zu gewinnen und zur Dükerbaustelle zu befördern, wurde bei den zur Bestimmung des Mischungsverhältnisses in der Prüfanstalt für Baustoffe in Glindenberg vorgenommenen Versuchen von der Verwendung dieses Kiessandes ausgegangen. Als Zuschlag wurde Weser-siebkies, der von der Firma Weserkiesgruben G. m. b. H. in Bremen in Gruben bei Landesbergen im Naßbaggerbetriebe in guter Beschaffenheit gewonnen wird, verwendet. Dieser Kies wurde in Kähnen auf der Weser und dem Mittellandkanal bis auf 2,5 km Entfernung an die Baustelle herangeschafft. Seine Verwendung war daher in wirtschaftlicher Beziehung besonders vorteilhaft. Als Bindemittel wurde gewöhnlicher Portlandzement und Thurament vorgesehen. Den Portlandzement lieferte der Norddeutsche Zementverband aus der Portlandzementfabrik Teutonia in Anderten-Misburg und den Thurament die Sächsisch-Thüringische Portlandzementfabrik in Unterwellenborn. Auf Grund der in der Prüfanstalt ausgeführten Versuche wurden für die Ausführung folgende Mischungsverhältnisse gewählt:

1. Für den Eisenbeton der Dükerrohre und des Dükerein- und -auslaufs:
  - 0,5 RT Portlandzement
  - 0,5 „ Thurament
  - 2,2 „ Naturkiessand 0 bis 7 mm
  - 2,2 „ Siebkies 7 bis 30 mm.

Bei diesem Verhältnis ergäbe sich für den fertigen Beton ein Bindemittelgehalt von 320 kg/m<sup>3</sup>. Zur Erzielung einer gewissen Konsistenz des Misch-

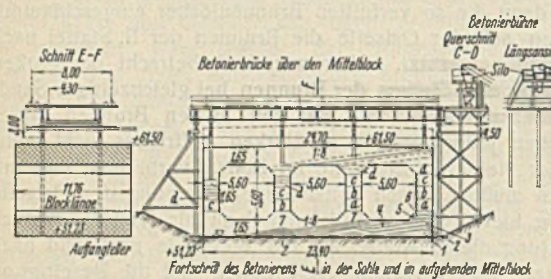


Abb. 17. Lageplan der Betonieranlagen.

gutes war ein Wasserzusatz von 230 l/m<sup>3</sup> = 10,9% erforderlich. Dabei ergab sich ein Ausbreitmaß von 53,7 cm.

2. Für den Beton der Flügel:
  - 0,5 RT Portlandzement
  - 0,5 „ Thurament
  - 3,4 „ Naturkiessand 0 bis 7 mm
  - 2,7 „ Siebkies 7 bis 70 mm.

Hierfür ergab sich ein Bindemittelgehalt von 240 kg/m<sup>3</sup> im fertigen Beton und bei einem Wasserzusatz von 214 l/m<sup>3</sup> ein Ausbreitmaß von 51 cm.

Abweichend von dem bei Verwendung von Traß üblichen Bezählen des Mischungsverhältnisses auf den Zement als Einheit wurde hier die Summe der Raumteile von Zement und Thurament als Einheit zugrunde gelegt, weil Thurament hinsichtlich der Festigkeit tatsächlich Zement ersetzt und daher als Bindemittel anzusprechen ist. Da bei obigen Mischungsverhältnissen im fertigen Beton einmal nur 160, das andere Mal nur 120 kg/m<sup>3</sup> Zement enthalten sind, mußte zur Erfüllung der Vorschriften über den Bindemittelgehalt im fertigen Beton diese Eigenschaft des Thuramentes voll in Rechnung gestellt werden.

#### b) Die Herstellung des Betons.

In Anbetracht der neben dem Mischungsverhältnis ausschlaggebenden Bedeutung der Herstellung des Betons für dessen Güte wurde diese den vorliegenden Verhältnissen sorgfältig angepaßt. Im besonderen mußte bei der Bestimmung der Leistungsfähigkeit der Betonieranlagen und der Wahl des Verfahrens zum Einbringen des Mischgutes in die Schalung die Größe der in einem Arbeitsgange zu betonierenden Bauteile und die Form der Baublöcke beachtet werden. In der Sohle und Decke der Rohrblöcke erreichte die zu betonierende waagerechte Oberfläche eine Größe von 11,76 · 23,40 = 275 m<sup>2</sup>. Es wurde verlangt, daß der Betonspiegel so schnell steigen und das Mischgut sich so gleichmäßig über die Oberfläche verteilen sollte, daß dauernd und überall eine Verarbeitung des Mischgutes „frisch auf frisch“ sichergestellt war. Diese Forderung war notwendig, wenn die Bildung wilder Arbeitsfugen und sonstiger Fehlstellen vermieden werden sollte, wie sie leicht infolge ungenügender Leistungsfähigkeit der Betonieranlagen oder ungleichmäßiger Verteilung des Mischgutes durch das Überziehen stärker abgebundener Teile mit frischem Mischgut entstehen. Da in solchen Fällen auch das zu tiefe Durchstoßern die Güte des im Abbinden befindlichen Betons eher ver-

mindert als erhöht, wurde ferner verlangt, daß dieses durch entsprechende Beschränkung der Tiefe immer nur die beiden oberen frischen Schichten erfaßte. Ferner wurde das Einbringen des Mischgutes durch Rohre, die bis unter den jeweiligen Betonspiegel reichen sollten, vorgeschrieben, weil mit diesem Verfahren, das dem für das Betonieren unter Wasser bekannten Contractorverfahren<sup>1)</sup> nachgebildet war, gute Erfahrungen gemacht worden waren<sup>2)</sup>. Es schien hier besonders geeignet, das Mischgut ohne Entmischung durch die sehr hohen und dichten Eiseneinlagen hierdurch, ohne diese und die Schalung vorzeitig zu verschmutzen, in die jeweilige Arbeitsschicht einzubringen. Da die Rundeiseneinlagen in den Dükerrohren eine Höhe bis zu 6,36 m und im Ein- und Auslauf bis zu 9 m über der zu beschickenden Arbeitsfläche erreichten und so dicht gestellt waren, daß eine Verteilung des Mischgutes durch Hand und eine Säuberung der Eisen und der Schalung von angespritztem Mörtel vollständig unmöglich war, mußte das Verfahren so durchgebildet werden, daß das Mischgut unmittelbar und ohne zu verspritzen in ruhigem Strome die Schalung füllte und auch beim Umhängen und Kürzen der Schüttrohre ein Umherspritzen von Mörtel vermieden wurde.

Die nach diesen Gesichtspunkten ausgeführten Betonieranlagen bestanden aus folgenden Einzelheiten, deren Anordnung aus Abb. 17 u. 18 zu ersehen ist. Zement und Thurament, die während der Durchführung der Normenprüfung teils in Silos auf den Lieferwerken und teils in Schuppen auf dem Überladebahnhof lagerten, wurden in Papiersäcken mit geschlossenen Zementwagen zur Baustelle befördert und möglichst unmittelbar aus den Wagen verbraucht. Zur Reserve lagerten für etwaige Störungen der Zufuhr und zum Verbrauch während des Wagenwechsels rd. 200 t der Bindemittel in einem Schuppen auf der Baustelle. In diesem Schuppen befand sich, versenkt angeordnet, eine Vormischanlage, in der

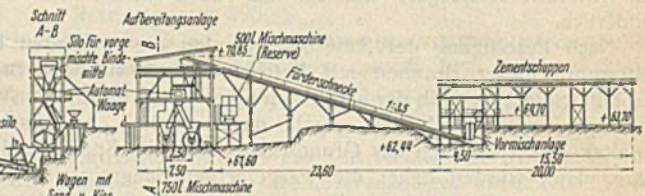


Abb. 18.

Schnitt durch die Betonieranlagen.

während des Betonierens laufend je drei Sack Zement und Thurament vorgemischt wurden. Mit einer 1:3,5 ansteigenden Förderschnecke von 30 m Länge wurden die vorgemischten Bindemittel zu einem hochstehenden Silo mit etwa 2,5 t Fassungsvermögen befördert. Unter diesem Silo wurde mit Hilfe einer kurzen waagrecht liegenden Förderschnecke das Bindemittel in einer selbsttätigen Waage abgewogen und von dieser aus den Aufgabetrichern der beiden Mischmaschinen zugeteilt. Diese Aufgabetricher waren nur etwas über Geländehöhe angeordnet, so daß es möglich war, den Kiessand und Kies mit Kippwagen für jede Mischung unmittelbar in die Trichter abzuklippen. Diese Kippwagen wurden mit Hand zunächst bis zu einer eingeschweißten Rundeisenmarke mit Kies und dann bis zu einer zweiten gleichen Marke mit Kiessand beladen. Ihren Umlauf und ihre Zustellung zu je 10 Stück besorgte eine Lokomotive auf einer Gleisanlage mit 60 cm Spur. Die Aufgabetricher waren so unterteilt, daß die Bindemittel von der Waage durch geschlossene Rohre in besondere Nebentricher, die durch eingeschweißte Bleche von dem Haupttrichter abgetrennt waren, gelangten. Die Mündung dieser Nebentricher lag etwas oberhalb der Aufgabeschieber. Um ein freies Liegen und Verstäuben der Bindemittel zu vermeiden, wurden die Aufgabetricher so bedient, daß zunächst der Haupttrichter mit Sand und Kies gefüllt wurde und dann die Bindemittel in den Nebentricher abgelassen wurden. Nach dem Öffnen der Aufgabeschieber rutschten die Zuschlagstoffe und die Bindemittel infolge dieser Anordnung gleichzeitig und sich bereits mischend in die Mischmaschine. Die beiden Mischmaschinen mit je 750 l Fassungsvermögen waren unterhalb der Geländehöhe in einem Einschnitt an der Baugrubenböschung aufgestellt. Über den Mischtrommeln, hinter den Aufgabetrichern lagen die geschlossenen Wassermengenmesser, deren Inhalt nach Bedarf mit Hilfe eines Kolbens, der mit einer Schraubenspindel verschieblich war, verändert werden konnte. Die unmittelbare Zufuhr von Wasser zu den Mischmaschinen war durch Einschaltung von Dreiweghähnen unmöglich gemacht. Die vollständige Füllung der Wassergefäße wurde durch ein Spritzzeichen angezeigt und außerdem an Wasserstandgläsern kontrolliert. Die Zugabe des Wassers geschah gleichzeitig mit dem Beschicken der Mischmaschine, das etwa 30 bis 40 sek dauerte. Nach Abschluß der Wasserzugabe wurde von dem Bedienungsmann eine Minutenuhr durch Knopfdruck betätigt und die Mischung nach

<sup>1)</sup> Bautechn. 1930, Heft 8 u. 10.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1933, Heft 31, S. 434.



weiteren 60 sek beendet. Das fertige Mischgut gelangte dann aus den beiden Mischmaschinen in einen gemeinsamen, tiefer an der Böschung aufgestellten Silo mit einem Fassungsvermögen von 2,5 m<sup>3</sup>. Aus diesem Silo wurde das Gut auf ein Förderband aufgegeben, unter ständiger Regelung durch einen besonderen Bedienungsmann. Das Förderband, das eine Breite von 0,5 m, eine Länge von 40 m und eine Steigung

waren hinter den Trichtern auf auskragenden Podesten aufgestellt, damit sie den Verkehr auf der Brücke nicht behinderten. Die rechteckigen Schütt-Trichter hatten eine Seitenlänge von 0,55 m und waren mit einem 3,5 m langen Ansatzrohr von 180 mm l. Durchm. fest verbunden. Über dieses Ansatzrohr schob sich von unten das aus Flanschenrohren in Stößen von 200 m Länge zusammengesetzte Schüttrohr mit 200 mm l. Durchm. Die Schüttrohre waren etwa im oberen Drittelpunkte an zwei dünnen Stahldrahtseilen aufgehängt, die über Rollen neben den Schütt-Trichtern zu den Bockwinden liefen. Eine Verkürzung der Rohre während des

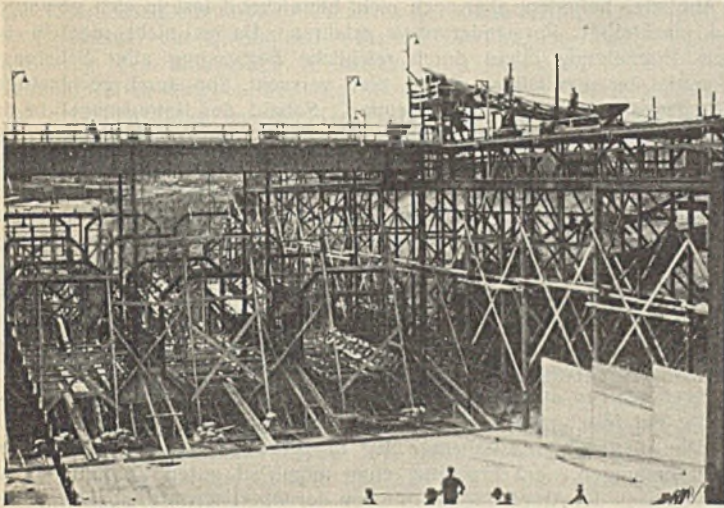


Abb. 19a. Einbringen des Betons in die Sohlenblöcke.

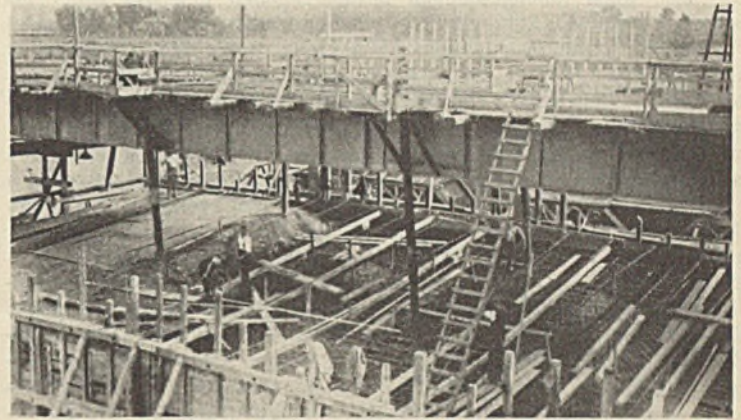


Abb. 19b. Einbringen des Betons in die aufgehenden Blöcke.

von 1:4,11 hatte, beförderte das Mischgut in einen Silo auf der Arbeitsbühne oberhalb des Dükers, auf der es in Wagen zu den einzelnen Schütt-Trichtern weiter befördert wurde.

Die Arbeitsbühne bestand aus einer auf der Westseite des Dükers auf hohen Gerüsten liegenden, 4,5 m breiten festen Längsbrücke und einer daran in gleicher Höhe anschließenden fahrbaren Querbrücke, die den Düker in ganzer Breite frei überspannte. Die beiden Blechträger dieser fahrbaren Brücke hatten eine Stützweite von 24,7 m. Die Brückenträger liefen auf Schienen, die westlich auf einem Vorbau der Längsbrücke und östlich auf einem besonderen Gerüst längs des Dükers ruhten. Die Querbrücke konnte nach Bedarf in ganzer Länge über dem Düker und den einzelnen Baublöcken verfahren werden. Der auf der Längsbrücke am oberen Ende des Förderbandes stehende Silo hatte ein Fassungsvermögen von 2,5 m<sup>3</sup>. Er stand so hoch über der Brücke, daß die Silowagen zur Füllung darunter gefahren werden konnten. Die Wagen, die ein Fassungsvermögen von 0,75 m<sup>3</sup> hatten, wurden auf Gleisen mit 60 cm Spur von der Längsbrücke mit Weichen und scharfen Krümmungen zu den Schütt-Trichtern auf der Querbrücke verschoben und in diese entleert. Dabei lag die schräg seitlich am unteren Ende des Silowagens vorhandene Entleerungsvorrichtung unmittelbar über den etwas aus dem Fußboden der Querbrücke herausragenden Schütt-Trichtern.

Da frühere Erfahrungen am Schunterdüker<sup>3)</sup> gezeigt hatten, daß ein Umhängen der Schüttrohre während des Betonierens bei langen Schüttrohren und hohen Eiseneinlagen, besonders im Nachtbetriebe sehr umständlich und zeitraubend ist und leicht zu Betriebsstörungen führt, wurden hier von vornherein soviel Schütt-Trichter vorgesehen, daß ein Umhängen nicht erforderlich wurde. Hierfür genühten acht Schütt-Trichter, von denen je vier auf den Längsseiten der Querbrücke so verteilt waren, daß sie über den aufgehenden Seiten- und Zwischenwänden des Dükers lagen. Der daraus sich ergebende Abstand von 5,60 + 1,65 = 7,25 m erwies sich auch beim Betonieren der Sohle und Decke nicht als zu groß, so daß hier die gleiche Stellung der Schütt-Trichter beibehalten werden konnte. Der Abstand der beiden Trichterreihen in der Längsrichtung des Dükers betrug 5,8 m. Sie lagen hier annähernd in den beiden äußeren Viertelpunkten der 11,76 m langen Baublöcke. Der Abstand der beiden Blechträger der Querbrücke war mit 4,8 m so gewählt, daß die Trichter an deren Außenseite und die Zuführungsgleise zwischen den beiden Trägern liegen konnten. Die zum Heben und Senken der Schüttrohre benötigten Bockwinden

Betonierens war nur selten notwendig, weil die Länge der Ansatzrohre eine ununterbrochene Hebung um rd. 3 m zuließ. Die Schüttrohre wurden in der Weise gekürzt, daß der untere Rohrstoß im Beton stehenblieb, der zweite Stoß von unten gelöst und herausgenommen und die oberen Rohrstöbe mit der Winde so tief abgelassen wurden, daß sie mit dem unteren Stoß wieder verbunden werden konnten. Die größte beim Einbringen des Betons vorgekommene Rohrlänge betrug 14,16 m. Die Abb. 19a u. b zeigen das Einbringen des Betons.

Versuche hatten ergeben, daß, abweichend von dem Betonieren nach dem Kontraktorverfahren unter Wasser, bei dem das Schüttrohr infolge des äußeren Wassergegendrucks stets mit Mischgut gefüllt gehalten werden kann, beim Betonieren in freier Luft ein Gefüllthalten der Rohre unmöglich ist. Der Gegendruck des äußeren Betons allein reicht in Verbindung mit der inneren Rohrreibung bei plastischem Mischgut nicht aus, um im Rohrinnern einen nennenswerten höheren Betonspiegel als außen zu halten. Auch ein tieferes Hinabführen der Rohrmündung in das Mischgut unter den äußeren Betonspiegel genügt nicht, den Widerstand gegen ein plötzliches Abfallen des Mischgutes im Rohr ausreichend zu erhöhen. Da Versuche dieser Art auch leicht zu Rohrverstopfungen führten, mußte auf den Vorteil der ständigen Rohrfüllung verzichtet und versucht werden, die Nachteile des freien Falles im Rohr in geeigneter Weise unschädlich zu machen. Bei großen Fallhöhen besitzt das im Rohr herabstürzende Mischgut außerordentlich große Stoßenergien, die bei einer zu geringen Tiefe der Rohrmündung unter dem Betonspiegel zunächst die umgebenden Teile des Mischgutes kraterförmig nach unten reißen und dann, nachdem die Rohrmündung freigelegt, zu einem wilden Herumspritzen des Mörtels führen. Wird die Rohrmündung jedoch zur Verhütung dieser Erscheinung sehr tief unter die Oberfläche geführt, dann wirkt der Stoß des herabfallenden Mischgutes so tief, daß schon im Abbinden begriffene Schichten ständig erschüttert und in ihrer Festigkeit beeinträchtigt werden können. Dabei besteht auch die Möglichkeit, daß die beim Herabstürzen mitgerissene Luft infolge der großen Mächtigkeit der überlagernden, teils schon anziehenden Schichten nicht mehr aus dem Mischgut entweichen kann. Diese Überlegungen und Beobachtungen führten zu Versuchen, mit denen festgestellt werden sollte, wie die Mündung der Schüttrohre ausgebildet werden muß, um diese Nachteile zu vermeiden. Von diesen Versuchen sei kurz erwähnt, daß z. B. eine krümmenartige abgebogene Mündung oder ein Klappenverschluß, dessen Öffnungsweite mit einem



Abb. 20. Auffangteller unter den Schüttrohren.

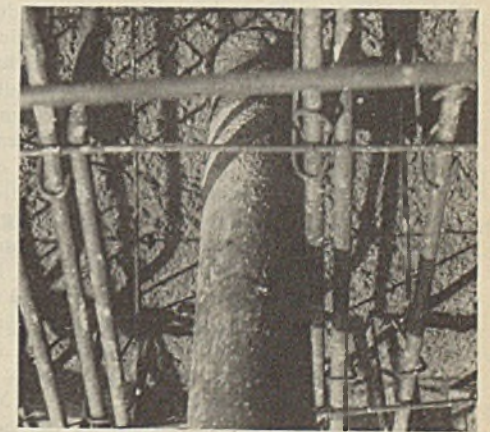


Abb. 21. Schüttrohrende im Beton.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1933, Heft 31, S. 434.

dünnen Drahtseile geregelt wurde, sich nicht bewährten. Das beste Ergebnis wurde mit einem Auffangteller unter der Rohrmündung erzielt. Dieser Auffangteller besteht aus einer kreisrunden Stahlscheibe, die von vier angeschweißten Rundeisen, die am Flansch der Rohrmündung befestigt sind, in einem veränderlichen Abstände unter der Rohrmündung gehalten wird. Die Scheibe hat einen etwas größeren Durchmesser als die Schüttröhre. Die Rundeisen sind am oberen Ende mit einem längeren Gewinde versehen, so daß der Abstand der Teller von der Rohrmündung mit Hilfe der aufgeschraubten Muttern in entsprechenden Grenzen verändert werden kann. Ferner sind die Flanschenlöcher so groß gehalten, daß die Rundeisen leicht nach oben durchgeschoben werden können und der Teller bis unmittelbar unter die Rohrmündung gehoben werden kann. Abb. 20 zeigt die Schüttröhrenmündung mit dem Auffangteller nach dem Herausheben aus dem Beton. Abb. 21 zeigt das im Beton steckende untere Ende des Betonrohres. Bei Beginn des Betonierens wurden die mit den beschriebenen Tellern ausgerüsteten Schüttröhre zunächst bis auf die Sohle herabgelassen, so daß die Teller dicht vor der Rohrmündung lagen und diese verschlossen. Nach teilweiser Füllung des Schüttröhres mit Mischgut wurde das Schüttröhre etwas angehoben, so daß zwischen dem unten bleibenden Teller und dem gehobenen Schüttröhre eine zum Austreten des Mischgutes hinreichende Öffnung entstand und dieses nach allen Seiten kuchenartig die Rohrmündung umgab. Danach wurde das Schüttröhre wieder vollständig abgelassen und der gleiche Vorgang mehrere Male wiederholt, bis sich ein so hoher Schüttkegel an der Mündung gebildet hatte, daß der Mündungsflansch bei vollem Abstände des Auffangtellers von diesem noch etwa 15 cm unter der Oberfläche des Mischgutes lag. In dieser Stellung wurde dann das Mischgut laufend in den Schüttrichter abgelassen und das Schüttröhre nach Bedarf mit der Winde gehoben. Das Mischgut trat dabei allseitig ohne jede Entmischung in waagerechter Richtung in ruhigem Strom aus der Rohrmündung aus. Die mitgerissene Luft entwich in Blasen mit kleinen unschädlichen Spritzern sofort nach dem Austritt in unmittelbarer Nähe des Schüttröhres. Das Mischgut bewegte sich so nur in der oberen frischen Schicht weiter. Stöße und sonstige nachteilige Einflüsse wurden dadurch sicher von dem tiefer liegenden abbindenden Beton ferngehalten. Durch den unter flachem Winkel auftretenden Rückstoß des Mischgutes auf dem Auffangteller wurde die Fortbewegung in waagerechter Richtung vorteilhaft unterstützt. Die Oberfläche des Betonspiegels verlief daher im Bereiche dieser Wirkung in der Nähe des Schüttröhres zunächst waagrecht und ging erst in größerer Entfernung in die der Konsistenz des Mischgutes entsprechende Neigung 1:8 bis 1:7 über. An den beim Aufschlagen des Mischgutes auf den Teller im Schüttröhre entstehenden Erschütterungen konnte festgestellt werden, daß eine erhebliche Stoßkraft aufgefangen und unschädlich gemacht und zugleich bei dem Arbeitsverfahren nutzbringend verwertet wurde. Die Aufhängung und die Verbindungen der Schüttröhre mußten den damit verbundenen Beanspruchungen entsprechend kräftig ausgebildet werden. Auch bei der weiteren Fortbewegung des Mischgutes durch die dicht stehenden Eiseneinlagen hindurch trat weder eine Entmischung noch eine Wasserabsonderung ein. Das Mischgut füllte lavaähnlich den ganzen Schalungsraum. Durch Stochern mit schmalen Holzleisten wurde für eine gute Umhüllung der Eiseneinlagen und ein saftiges Anlegen an die Schalung gesorgt.

Die Schalung bestand aus gehobelten Brettern mit Nut und Federn. Zur besseren Lösung der Schalung vom Beton wurde diese vor jedem Betonieren mit dem im Handel erhältlichen Anstrichmittel „Simplicit“ gestrichen. Die Verwendung von Rödeldrähnen wurde untersucht. An deren Stelle wurden Rundeisenanker mit 22 mm Durchm. zum gegenseitigen Verspannen der Schalung verwendet. Diese Anker waren auf beiden Seiten mit Gewinden und abschraubbaren Rohrmuffen mit Kopf zum Halten der Schalungskanthölzer versehen und so bemessen, daß nach dem Abschrauben der Muffen die Ankerenden mindestens 3 cm unter den Betonaußenflächen lagen. Die dadurch im Beton entstehenden Löcher wurden mit Mörtel verstrichen. Durch diese Ausbildung der Anker war es möglich, die Abstände der Schalung sehr genau einzustellen und die Schalung leicht und ohne Beschädigung abzunehmen. Da in den Rohrböcken der Beton bis zu 6,35 m und im Ein- und Auslauf des Dükers sogar bis zu 10,81 m Höhe in einem Arbeitsgange eingebracht werden sollte, hatten Schalung und Anker erhebliche Seltenkräfte aufzunehmen. Da die Berechnung dieser Kräfte unsicher ist, wurde von einer genauen rechnermäßigen Bemessung abgesehen und alles sehr reichlich bemessen. Schalung und Anker konnten daher mit ausreichender Sicherheit zusätzliche Beanspruchungen, wie sie sich aus folgender Maßnahme ergaben, aufnehmen. Bei hohen Baublöcken mit starkem seitlichem Schalungsdruck entstehen nicht nur unmittelbar oberhalb der planmäßigen Arbeitsfugen, sondern infolge ruckartigen Ausweichens der Schalung während des Betonierens auch an anderen Stellen unansehnliche Vorsprünge und Überquellungen von frischem Mörtel über die bereits abge bundenen Flächen. Das Nachgeben der Schalung entsteht durch die mit zunehmender Beanspruchung eintretende Dehnung der Anker und Durchbiegung der Schalungskanthölzer, vor allem aber durch das Zu-

sammenpressen und Einfressen aller gedrückten Holzteile. Die daraus entstehenden Verschiebungen sind verhältnismäßig groß, weil Schalung und Anker zunächst vollkommen unbeanspruchte sind und alle Berührungsflächen nur locker aufliegen. Das ruckartige Ausweichen tritt bei geringen Stößen und Erschütterungen ein durch das Einfressen der Berührungsflächen in das naß gewordene Holz. Es ist anzunehmen, daß bei derartigen Bewegungen in der Schalung auch Betonschichten, die sich bereits im Abbinden befinden, aber noch nicht hinreichend fest in sich geworden sind, nachteilige Formänderungen erfahren. Da es nicht möglich ist, diese Erscheinung allein durch reichliche Bemessung aller Schalungselemente auszuschließen, wurde hier versucht, ihr durch rechtzeitiges Nachspannen der Anker zu begegnen. Sobald der Betonspiegel in der Schalung etwa 30 bis 40 cm hoch über eine waagerechte Ankerreihe gestiegen war, wurden die Ankerköpfe durch mehrere Umdrehungen angezogen, bis sich ein stärkerer Widerstand dagegen bemerkbar machte. Gleichzeitig wurde die Schalung von außen kräftig abgeklopft. Außer der Erzielung einer gegenseitigen festen Auflagerung aller beanspruchten Teile wurde auf diese Weise den Ankern und der Schalung eine ausreichende Vorspannung gegen den beim weiteren Steigen des Betonspiegels zunehmenden Druck gegeben. Infolge dieser Maßnahme wurden überall vollständig glatte Außenflächen erzielt und sogar an der planmäßigen Arbeitsfuge jeder Vorsprung vermieden. Aus ähnlichen Überlegungen wurden auch beim Betonieren der Decke nach der ersten Belastung mit Mischgut die Keile unter den Stützen leicht angetrieben.

Die planmäßige Arbeitsfuge lag in der oberen Kante der unteren Eckaussteifungen. Zur Erzielung einer möglichst guten Verbindung und Dichtigkeit in der Arbeitsfuge wurde von der Oberfläche des abge bundenen Betons die Zementschlemme und eine Schicht von etwa 2 bis 3 cm Dicke rau abgearbeitet. Es zeigte sich, daß es besser war, diese Schicht erst dann abzuarbeiten, wenn der Beton schon eine hohe Festigkeit erlangt hatte, weil bei Ausführung der Stemmarbeiten wenige Tage nach dem Betonieren tiefer einbindende Kieselstücke nicht durchschlagen, sondern nur gelockert, dann aber nicht entfernt wurden und ferner dabei die äußeren Betonkanten zu stark absprangen. Die losen Teile wurden mit Druckwasser von der Arbeitsfläche entfernt. Zu Beginn des Betonierens wurde dann eine kiesärmere Mischung aufgebracht und mit Handkelle fest in die raue Oberfläche gedrückt. Durch diese Ausführung wurden vollkommen dichte und kaum sichtbare Arbeitsfugen erzielt.

Mit den beiden Betonmischmaschinen konnten in einer Arbeitsstunde durchschnittlich je 25 Mischungen hergestellt werden. Die Füllung von 750 l ergab rd. 0,5 m<sup>3</sup> fertigen Beton, so daß stündlich 25 m<sup>3</sup> Beton hergestellt werden konnten. Bei gleichmäßiger Verteilung des Mischgutes über die waagerechte Oberfläche der Rohrböcke von 275 m<sup>2</sup> hätte sich daraus eine Steiggeschwindigkeit von 9 cm/Std. ergeben. Da das Abbinden des verwendeten Portlandzementes etwa drei Stunden nach dem Anmachen begann, wäre es möglich gewesen, in dieser Zeit eine Schicht durchschnittlich von 27 cm Höhe herzustellen. Obwohl diese Höhe als ausreichend für die Verarbeitung „frisch auf frisch“ angesehen werden konnte, wurde mit Rücksicht auf unvermeidliche Ungleichmäßigkeiten in der Verteilung des Mischgutes und etwaige Minderleistungen durch Betriebsstörungen jedoch für zweckmäßig gehalten, die gleichzeitig zu beschickende Oberfläche nach Möglichkeit zu beschränken und dadurch die Steiggeschwindigkeit zu erhöhen. Dieses wurde in der aus Abb. 18 ersichtlichen Weise durch stärkeres Hochtreiben des Betonspiegels an der einen Seite des Baublöcks und Erhaltung einer etwa 1:8 geneigten Oberfläche ermöglicht. Dadurch wurde sowohl in der Sohle als auch in der Decke an einer Seite des Baublöcks die endgültige Höhe erreicht, bevor an der anderen Seite mit dem Betonieren begonnen wurde. Der zeitliche Verlauf des Einbringens ist in Abb. 18 durch Zahlen dargestellt. Es gelang, auf diese Weise die gleichzeitig zu beschickende Oberfläche etwa auf zwei Drittel der ganzen Fläche einzuschränken und die stündliche mittlere Schichtdicke entsprechend zu erhöhen. Dadurch wurde zugleich eine Verminderung der für die Verarbeitung des Mischgutes benötigten Arbeitskräfte erreicht und ein der Fertigstellung der Oberfläche folgendes sorgfältiges Abziehen ermöglicht. Beim Betonieren der aufgehenden Wände und der Decke wurde zunächst nur mit einer Mischmaschine gearbeitet und das Einbringen in die einzelnen Wände zeitlich versetzt begonnen, daß nach der ersten vollständigen Ausbreitung des Mischgutes über die Deckenschalung einer Rohroffnung auch in der anschließenden Zwischenwand der Betonspiegel die Deckenhöhe gerade erreicht hatte.

Die Höhenlage der Betonierbrücke war so hoch gewählt worden, daß von ihr in der vorbeschriebenen Weise nur die großen Betonmassen der Dükerrohre und des Ein- und Auslaufes geschüttet werden konnten, das Mischgut für die höher aufgehenden Stirn- und Seitenwände und für die Stege über dem Ein- und Auslauf aber nochmals gehoben werden mußte. In Anbetracht der in diesen hoch gelegenen Bauteilen enthaltenen geringen Mengen wäre es unwirtschaftlich gewesen, die Arbeitsbühnen so hoch zu legen, daß auch diese Teile überfahren werden konnten, zumal zum Betonieren der Flügel doch eine ergänzende Förderanlage benötigt wurde. Der Ein- und Auslauf des Dükers, die mit den Stirn-

mauern und Stegen in einem Arbeitsgange betoniert werden sollten, wurden in der Weise hergestellt, daß zunächst von der Querbrücke aus die vier auf einer Seite dieser Brücke liegenden Schüttröhre etwas schräg durch Öffnungen in der Schalung auf der Rückseite der Stirnwände in den Baublock geführt und mit diesen Schüttröhren das Mischgut bis zur Unterkante der Öffnungen eingebracht wurde. Sodann wurden die Schüttröhre entfernt, die Öffnungen durch Klappen verschlossen und das Mischgut sofort anschließend von oben durch besondere Schüttröhre eingebracht, deren Trichter auf Querhölzern oberhalb der Schalung ruhten. Die Beförderung des Mischgutes zu diesen hoch liegenden Schütt-Trichtern geschah durch Aufgabe aus den Silowagen auf ein behelfsmäßig schräg auf der Querbrücke aufgestelltes Förderband von 15 m Länge, das am oberen Ende mit einem Abnahmetrichter und einem allseitig rüsselartig beweglichen Ansatzrohr versehen war. Da das Förderband auf einem zweirädrigen Fahrgestell ruhte, konnte es leicht gedreht und verschoben und so das Mischgut mit dem Ansatzrohr abwechselnd den verschiedenen Schütt-Trichtern zugeführt werden. Zum Betonieren der stärker abseits liegenden Stege wurde an Stelle des Ansatzrohres eine offene, geneigte Rinne benutzt. In gleicher Weise wurde der Kanalauslaß auf dem Dükerrohr betoniert.

Die Flügel wurden von unten herauf mit nur einem Schüttröhre, dessen Trichter auf Querhölzern oben auf der Schalung ruhte und dem das Mischgut gleichfalls mit Hilfe des fahrbaren Förderbandes zugeführt wurde, hergestellt. Da die Flügel keine Eiseneinlagen enthalten, war es hier möglich, das untere Ende des Schüttröhres bei entsprechender Schrägstellung in dem für die gleichmäßige Verteilung des Mischgutes erforderlichen Umfange seitlich zu verschieben. Für die letzten oberen Teile der Flügel wurde ebenfalls eine geneigte Schüttröhre benötigt. Obwohl das Mischgut der Flügel erheblich weniger Bindemittel als der Beton der Dükerrohre und als Zuschlag Kies bis 70 mm Korngröße enthielt, traten auch hier weder Verstopfungen noch Entmischungen noch Absonderung von Wasser ein. Die Schüttröhre mit dem Auffangteller in geringer Tiefe unter dem Betonspiegel haben sich auch hier gut bewährt.

Die Anordnung der kleinen Silos zwischen den verschiedenen Förderanlagen für das Bindemittelgemisch und das fertige Mischgut war sehr zweckmäßig. Es konnten dadurch kleinere Stockungen an einer Betriebsstelle ohne Stilllegung des ganzen Betriebes ausgeglichen und dauernd eine gute Durchschnittsleistung gehalten werden. Die Silos waren in einfacher Weise aus Holz hergestellt und zur Erleichterung des Nachrutschens mit Blech ausgeschlagen. Dabei zeigte sich hier wie auch in den Silowagen, daß zum selbsttätigen Nachrutschen des weichen Mischgutes eine Neigung der Seitenwand von rd. 1:1 erforderlich war. Sämtliche Verschlüsse an den Aufgabetrichtern, den Silos und den Silowagen wurden als Segmentverschlüsse mit geringer ausenmittiger Lagerung des Drehpunktes der Klappe zu dem Mittelpunkte ihrer Krümmung ausgeführt. Einfache Schieberverschlüsse haben sich nicht bewährt, weil Sand und Kieskörner sehr bald ein vollständiges Festklemmen der Schieber in den Führungen verursachten. Das Hauptförderband mußte überdacht werden, weil einerseits starke Sonnenbestrahlung und andererseits Niederschläge den Wassergehalt des Mischgutes so stark veränderten, daß sich Schwierigkeiten bei der Verarbeitung ergaben. Die gegenseitige Verständigung zwischen der Vormischanlage, der selbsttätigen Waage, den Mischmaschinen, dem Silo hinter diesen und dem Silo am oberen Ende des Förderbandes geschah durch farbige Glühbirnen. Längs sämtlicher Betriebsanlagen befanden sich außerdem Laufstege für deren ständige Kontrolle. Bei der Förderschnecke für die Beförderung der Bindemittel ergaben sich wiederholt Schwierigkeiten, wenn sie bei voller Füllung außer Betrieb gesetzt werden mußte. Die Bindemittel lagerten sich dann so fest in die durch Schnecke und Gehäuse gebildeten Winkel, daß es unmöglich war, die dadurch gegebene Reibung ohne Beschädigung des Getriebes zu überwinden. Zur Wiederinbetriebnahme war in solchen Fällen stets eine teilweise Entleerung der Schnecke erforderlich. Die Verwendung derartiger Schnecken empfiehlt sich daher nur bei waagerechter oder sehr schwach geneigter Lage. Die übrigen Anlagen und Maßnahmen haben sich gut bewährt. Die Gesamtanlage erwies sich als sehr leistungsfähig und wirtschaftlich.

Die Reihenfolge in der Ausführung der einzelnen Baublöcke war zunächst dadurch bedingt, daß mit Rücksicht auf den Zeitverbrauch bis zum Ausschalen der Seitenwände und für die Herrichtung der Fugendichtungen niemals unmittelbar benachbarte Baublöcke nacheinander betoniert werden konnten. Bei der Wahl der Reihenfolge für den aufgehenden Beton und die Decke war jedoch auch auf das Setzen der einzelnen Baublöcke Rücksicht zu nehmen, weil frühere Erfahrungen gezeigt hatten, daß sich die äußeren Baublöcke an der Außenkante stärker als an der zum Bauwerk liegenden Seite setzen, wenn sie zuletzt betoniert werden. Diese Erscheinung führt dazu, daß die Trennungsfuge zwischen dem äußeren und dem anschließenden Baublock nach oben klafft, wenn der äußere Block später als der anschließende Block hergestellt wird. Dieses wird bei einer Herstellung in umgekehrter Reihen-

folge sicher vermieden, weil dann der zuletzt betonierte zweite Block beim Setzen auf den äußeren Block einwirkt, daß die Trennungsfuge fest zusammengepreßt wird. Die Reihenfolge der aufgehenden Blöcke wurde, wie aus Abb. 22 ersichtlich, dementsprechend gewählt.

Im ganzen wurden rd. 11 500 m<sup>3</sup> Beton, von denen 10 000 m<sup>3</sup> auf die Dükerrohre und 1500 m<sup>3</sup> auf die Flügel entfallen, hergestellt. Dazu

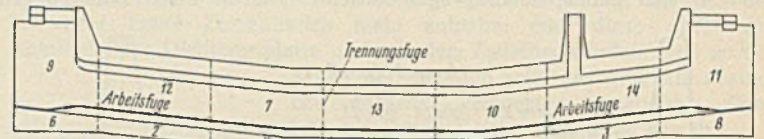


Abb. 22. Reihenfolge der Ausführung der Baublöcke.

wurden rd. 1800 t Portlandzement, 1800 t Thurament, 11 000 t Siebkies, 11 000 t Naturkiessand und 650 t Rundeseisen verbraucht. Die Betonarbeiten wurden ausgeführt in der Zeit vom 13. Juni bis 1. November 1932.

c) Die Betonprüfung.

Die Normenprüfung des Portlandzementes und die Prüfung des Thuramentes nach normenähnlichen Bedingungen wurden laufend in der Prüf-anstalt für Baustoffe in Glindenberg ausgeführt. Die Druckfestigkeiten des Zementes lagen nach 28 Tagen bei Wasserlagerung zwischen 301 und 461 kg/cm<sup>2</sup>. Das Abbinden begann im Durchschnitt etwa drei Stunden nach dem Anmachen. Zur Prüfung des Thuramentes wurden in der Mischung 0,4 GT Normenkalkpulver + 1,9 GT Thurament + 1,5 GT Normensand Probewürfel hergestellt, deren Festigkeiten bei Wasserlagerung nach 28 Tagen zwischen 317 und 377 kg/cm<sup>2</sup> lagen. Das Lieferwerk hatte für dieses Mischungsverhältnis eine Mindestfestigkeit von 300 kg/cm<sup>2</sup> gewährleistet. Die ungewöhnlich großen Schwankungen der Normenfestigkeit beider Bindemittel waren für die laufende Prüfung der Betonfestigkeiten sehr hinderlich, weil dadurch unmittelbare Vergleiche zwischen dem  $W_c$  und  $W_b$  des Betons nicht angestellt werden konnten und auch die Herstellung mittelbarer Beziehungen durch entsprechende Umrechnung aus den Normenfestigkeiten infolge des ständigen Wechsels beim Verbrauch der Bindemittel mit verschiedenen Festigkeiten unmöglich war.

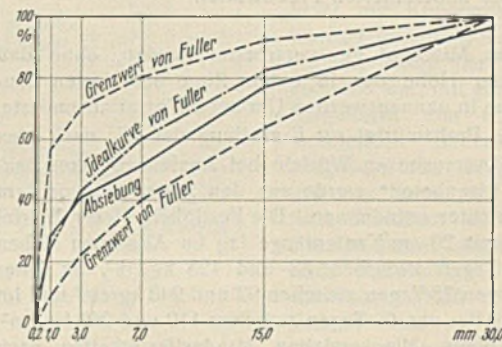


Abb. 23a.

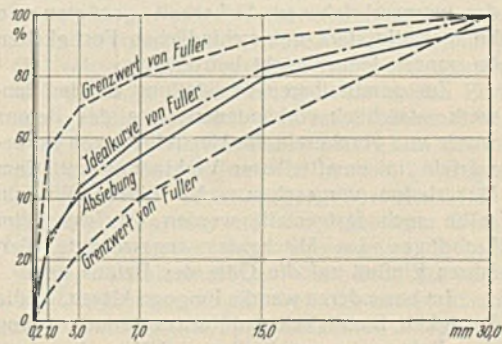


Abb. 23b.

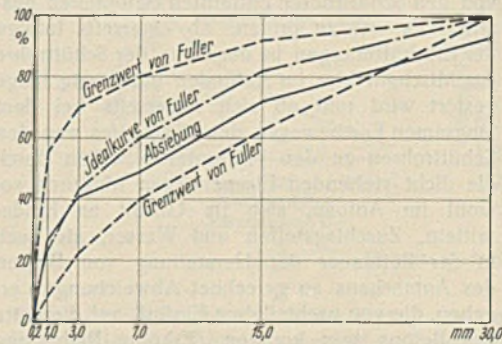


Abb. 23c.

Abb. 23a bis c. Sieblinien für Sand und Kies.

Der Kiessand wurde in natürlichem Zustande zugesetzt. Die Kornzusammensetzung und der Wassergehalt des Kiessandes und des Siebkieses wurden laufend in jedem Arbeitsabschnitt mindestens einmal festgestellt. Die Sieblinie für Kiessand und Kies lag stets in dem als günstig geltenden Bereich. In Abb. 23 sind einige Sieblinien dargestellt. Der Wasserzusatz geschah unter Berücksichtigung der eigenen Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe und der Witterung. Je nach Außentemperatur und

Feuchtigkeitsgehalt der Luft lag der Wasserzusatz und damit auch das Ausbreitmaß teils etwas über, teils etwas unter den Werten aus den Vorversuchen, bei denen ein Wasserzusatz von 230 l/m<sup>3</sup> und ein Ausbreitmaß von 53,7 cm angenommen worden war. Praktisch entscheidend für die Konsistenz war, daß einerseits das Mischgut nicht auf dem 1:4,11 ansteigenden Förderbande zurückfloß, andererseits aber auch leicht aus den 1:1,16 geneigten Silowagen rutschte. Wenn diese Bedingungen

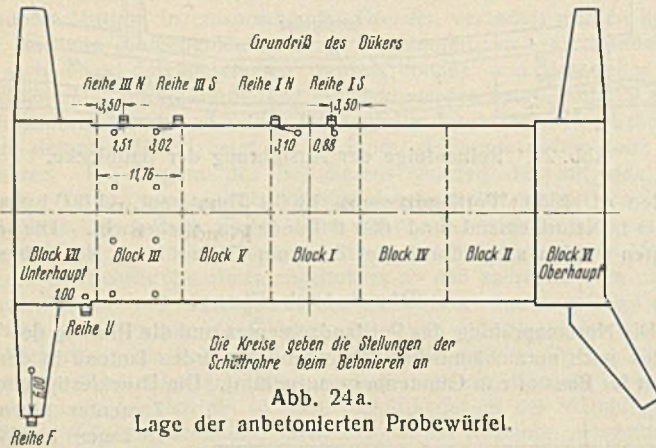


Abb. 24a.  
Lage der anbetonierten Probewürfel.

erfüllt waren, konnte das Mischgut gut verarbeitet werden, ohne daß sich trotz der erheblichen Höhe der in einem Zuge betonierten Baukörper an deren Oberfläche in nennenswertem Umfange Wasser absonderte.

Das Mischgut für die Probewürfel zur Ermittlung des  $W_b$  nach den Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton wurde aus den Silowagen vor dem Ablassen in die Schütt-Trichter entnommen. Die Festigkeit dieser Würfel mit 20 cm Kantenlänge lag im Alter von sieben Tagen zwischen 38 und 125 kg/cm<sup>2</sup>, im Alter von 28 Tagen zwischen 92 und 243 kg/cm<sup>2</sup> und im Alter von 90 Tagen zwischen 119 und 255 kg/cm<sup>2</sup>. Wenn die erzielten Mindestfestigkeiten nach 28 Tagen auch der aus der statischen Berechnung sich ergebenden Höchstbeanspruchung noch mit der vorgeschriebenen Sicherheit genügten, so konnten die stark unterschiedlichen Festigkeiten im ganzen jedoch nicht befriedigen.

Zur unmittelbaren Feststellung der im Bauwerk tatsächlich vorhandenen Güte des Betons wurde von vornherein die Herstellung von Probewürfeln in unmittelbarer Verbindung mit dem Dükerbeton vorgesehen. An diesen Würfeln sollte auch festgestellt werden, ob das beim Einbringen des Mischgutes angewendete Verfahren Einfluß auf die Güte des Betons hat.

Im besonderen war die Frage zu klären, ob die Festigkeit, Dichtigkeit und Kornzusammensetzung des Betons in unmittelbarer Nähe der feststehenden Schüttröhre anders als in den weit von den Schüttröhren entfernten Betonteilen ausfällt. Es war zu prüfen, ob einerseits infolge der Erschütterungen in der Nähe der Schüttröhre das Mischgut hier im Abbinden unzulässig lange gestört wird und ob sich andererseits bei dem langsamen Fortbewegen des Mischgutes von den Schüttröhren zu den entfernteren Stellen durch die dicht stehenden Eiseneinlagen hindurch sowohl im Aufbau, also im Gehalt an Bindemitteln, Zuschlagstoffen und Wasser, als auch in der Zeitdauer der Herstellung von Beginn des Anmachens an gerechnet Abweichungen ergaben, die von nachteiligem Einfluß auf die Güte des Betons sein konnten. Erhöhte Bedeutung wurde diesen Feststellungen beigegeben, weil dabei auch hinsichtlich der Eignung des Thuraments Erfahrungen gesammelt werden sollten.

Die Lage und Anordnung der an den Düker betonierten Probewürfel ist aus Abb. 24a u. b zu ersehen. Die Würfelproben waren in der Düker-

schalung so angeordnet, daß das Mischgut genau so wie in die Bauwerksschalung eingebracht und der Würfelbeton nach dem Ausschalen in gleicher Weise wie der Dükerbeton nachbehandelt werden konnte. Ein Teil der Würfelformen war möglichst nahe an den Schüttröhren und ein Teil möglichst von diesen entfernt untergebracht. Die Würfel wurden an diesen Stellen in lotrechten Reihen in Vorsprüngen in der Schalung hergestellt, die ebenso wie die Dükerschalung aus gehobelten und gespundeten Brettern bestand. Die Würfel wurden untereinander durch Bleche getrennt. Diese wurden erst nach vollständigem Füllen der betreffenden Würfelform durch einen Schlitz in der Holzschalung eingeschoben. Dadurch wurde erreicht, daß das Mischgut möglichst ungehindert in die Form eintreten, diese vollständig füllen und dann genau so wie im Bauwerk von oben durch Stochern längs der Schalung verdichtet werden konnte. Um unvermeidliche kleinere Fehlstellen in der Schalung möglichst unwirksam zu machen, wurde die Kantenlänge der Würfel zu 30 cm gewählt. Für das Abstemmen der Würfel vom Düker wurden in der Tiefe 10 cm zugeschlagen. Zur Gewinnung von Platten für die Dichtigkeitsprüfung waren einzelne Würfel um weitere 10 cm in der Tiefe verlängert worden. Die Würfel wurden zusammen mit dem Bauwerk ausgeschalt, 10 Tage lang angefeuchtet und kurz vor der Einschüttung des Bauwerks von diesem abgestemmt. Am Dükerrohr wurden im ganzen fünf Reihen mit zusammen 151 Würfeln und an einem Flügel eine Reihe mit 22 Würfeln hergestellt. Die Prüfung wurde im Alter von 200 Tagen auf Druckfestigkeit, Wasserdurchlässigkeit sowie besondere augenscheinliche Mängel des Gefüges durchgeführt.

Die Druckfestigkeiten der Probewürfel liegen bei dem Beton der Dükerrohre zwischen 97 und 298 kg/cm<sup>2</sup>. Sie genügen den in statischer Beziehung an das Bauwerk zu stellenden Anforderungen. Die verhältnismäßig großen Unterschiede in den Festigkeiten sind im wesentlichen auf die großen Unterschiede in der Normfestigkeit der beiden Bindemittel zurückzuführen. Für die fünf Würfelreihen am Dükerrohr wurden folgende Durchschnittsfestigkeiten ermittelt:

Würfelreihe IS	196,3 kg/cm <sup>2</sup>	nahe am Schüttrohr
"    IN	182,0	entfernt vom Schüttrohr
"    III S	179,1	entfernt vom Schüttrohr
"    III N	187,8	nahe am Schüttrohr
"    U	176,3	nahe am Schüttrohr

Die Unterschiede dieser Durchschnittsfestigkeiten sind verhältnismäßig gering. Die Durchschnittsfestigkeiten der in der Nähe der Schüttröhre gelegenen Reihen IS und III N weichen von den Durchschnittsfestigkeiten der am gleichen Block, aber in größerer Entfernung vom Schüttrohr stehenden Reihen IN und III S mit 14,3 bzw. 8,7 kg/cm<sup>2</sup> so wenig ab, daß ein Einfluß der Stellung der Schüttröhre auf die Festigkeit daraus nicht gefolgert werden kann. Daraus ergibt sich, daß der Beton in der Nähe der Schüttröhre und in größter Entfernung von diesen gleichwertig ist und die Verteilung des Mischgutes von feststehenden Schüttröhren aus unter einer bestimmten, der Konsistenz entsprechenden Neigung keinen nachteiligen Einfluß auf die Festigkeit gehabt hat.

Die mittlere Festigkeit aus sämtlichen anbetonierten Würfeln der Dükerrohre beträgt 184 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Druckfestigkeiten der Würfelreihe F am Flügel lagen zwischen 82 und 127 kg/cm<sup>2</sup>. Die Durchschnittsfestigkeit betrug 102,1 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Dichtigkeit des Betons wurde an 10 cm dicken, senkrecht zur Arbeitsfläche geschnittenen Platten bei 3 und 5 at Wasserdruck festgestellt. Die Prüfung an 38 Platten aus dem Beton der Dükerrohre hatte das Ergebnis, daß bei 3 at 30 Platten vollständig trocken blieben, drei Platten vorübergehend feucht wurden und fünf Platten nach geringem Wasserdurchtritt dicht wurden. Bei 5 at Wasserdruck blieben 19 Platten trocken, zwölf Platten wurden vorübergehend feucht, fünf Platten wurden nach geringem Wasserdurchtritt bald und zwei Platten mit geringem Wasserdurchtritt nach längerer Zeit dicht. Bemerkenswert ist dabei, daß zwei Platten die planmäßige Arbeitsfuge enthielten und von diesen selbst bei 5 at Wasserdruck die eine nur vorübergehend feucht und auch die andere nach längerer Zeit vollständig dicht wurde. Die nachgewiesene Dichtigkeit ist für den Beton der Dükerrohre vollkommen ausreichend. Das Ergebnis ist auch im Vergleich mit den Vorversuchen in der Prüf-anstalt, bei denen Probepplatten bei 3 at vollständig trocken blieben und bei 5 at vorübergehend feucht wurden, befriedigend.

Aus der Würfelreihe des Betons der Flügel wurden vier Platten auf Dichtigkeit geprüft. Von diesen wurden bei 3 at Wasserdruck eine vorübergehend feucht, eine nach geringem Wasserdurchtritt bald und zwei nach geringem Wasserdurchtritt nach längerer Zeit vollständig dicht. Bei 5 at wurden nach geringem Wasserdurchtritt eine Platte bald und zwei Platten nach längerer Zeit vollständig dicht. Eine Platte blieb auch nach längerer Zeit noch in geringem Maße durchlässig. Da die Flügel nennenswerten Druckunterschieden niemals ausgesetzt sind, ist auch bei diesen die erzielte Dichtigkeit vollständig genügend.

Das spezifische Gewicht der Probewürfel des Dükerbetons lag zwischen 2,18 und 2,44 und betrug im Mittel 2,32. Auch hieraus ist zu schließen, daß der Beton eine gute Dichtigkeit besitzt.

Das Gefüge des Betons war in den Würfeln mit unbedeutenden Ausnahmen gleichmäßig. Die vereinzelte Feststellung eines Mangels an größeren Zuschlagstoffen kann in Anbetracht des reichlichen Mörtelüberschusses in der Mischung auf Zufälligkeiten zurückgeführt werden, zumal die sonstigen Prüfungsergebnisse dieser Würfel nicht aus dem Gesamt-

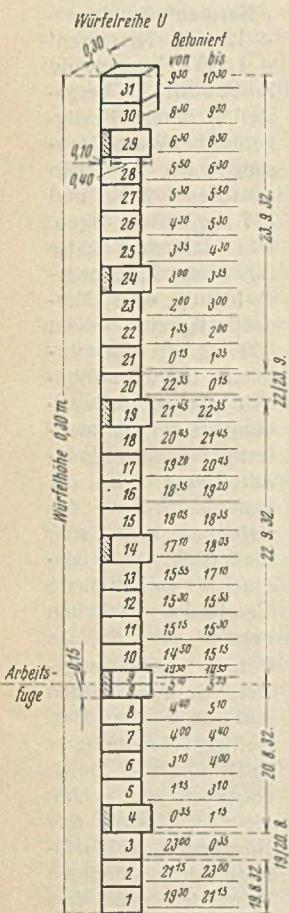


Abb. 24b.  
Anordnung der anbetonierten Probewürfel.

schalung so angeordnet, daß das Mischgut genau so wie in die Bauwerksschalung eingebracht und der Würfelbeton nach dem Ausschalen in gleicher Weise wie der Dükerbeton nachbehandelt werden konnte. Ein Teil der Würfelformen war möglichst nahe an den Schüttröhren und ein Teil möglichst von diesen entfernt untergebracht. Die Würfel wurden an

rahmen fallen und sich diese Würfel ferner in Reihen befanden, die unmittelbar neben dem Schüttrohr gelegen hatten. Die Betonflächen am Düker, von denen die Würfel abgestemmt worden waren, zeigten überall ein vollständig gleichmäßiges und sehr dichtes Gefüge. Das gleiche gilt auch von sämtlichen übrigen ausgeschalteten Flächen des Dükers. Insbesondere konnten weder auf den abgestemmt, bruchrauen, noch auf den glatten geschalteten Flächen irgendwelche Schichtungen, die auf ein zu langsames oder ungleichmäßiges Betonieren hätten schließen lassen, festgestellt werden. Selbst die planmäßige Arbeitsfuge war kaum

streifen auf die gerissene Wand gepreßt und dem so abgedichteten aus-gestemmt Raum unter der Gummiplatte durch einen Rohranschluß in der Eisenplatte die Zementmilch zugeführt. Der Behälter für die Zementmilch war unmittelbar auf die Eisenplatte aufgeschweißt. Die Druckluft zu diesem Behälter wurde so zugeführt, daß die Zementmilch dabei ständig aufgerührt wurde. Die besten Ergebnisse wurden bei einem Druck von etwa 3 at erzielt, der solange gehalten wurde, bis der Riß entweder keine Zementmilch mehr aufnahm oder diese ober- und unterhalb der Dichtungsplatte und bei den Zwischenwänden auch an der gegenüberliegenden Seite aus dem Riß austrat. Die zunächst versuchte Anwendung eines höheren Druckes hatte sich nicht bewährt.

VI. Die Rammarbeiten.

Das Rammen der Spundwandisen für die Querspundwände vor dem Einlauf und dem Auslauf des Dükers, für die Längswehre und für den Schlammfang wurde gleichzeitig mit den übrigen Arbeiten durchgeführt, sobald es nach deren Stand möglich war. Besondere Schwierigkeiten traten dabei nicht ein.

Die 5 m langen Hoesch-Spundwandisen Profil 0 der Querspundwände bestanden aus St 37 mit Kupferzusatz. Diese Spundwände wurden gerammt, nachdem die Baugrube bis auf die Höhe der Spundwandoberkante ausgehoben war, mit einer Dampfhammer mit einem Bärge- wicht von 6 t. Die hier zu durchrammenden Bodenschichten bestanden aus festgelagertem, tonigem Kies, kiesigem Sand und aus Sand mit größeren Steinen. Sämtliche Schichten wurden von den Spundwandisen in ganzer Länge glatt und ohne am oberen Ende einzureißen, durchzuschlagen, obwohl das schwächste Profil verwendet wurde. Für das Rammen der vor den Flügeln etwa 1:3 ansteigenden Spundwände wurde die Ramme auf

einem entsprechend geneigten Wagen mit Seilwinden in dieser Neigung bewegt. Die lotrechte Stellung konnte dabei überall gut eingehalten werden. Da es sich hier jedoch nicht vermeiden ließ, die Spundwandisen zum Teil so zu schlagen, daß die Klaue in der Rammrichtung vorausging, wodurch die Neigung zum Mitziehen der benachbarten Eisen vergrößert wurde, mußten diese durch Abfangen am oberen Ende in der richtigen Höhenlage gehalten werden. Die reine Rammzeit betrug für ein Doppelspundwandisen im allgemeinen 8 bis 12 min bei etwa 50 Rammschlägen/min. Einige Rammergebnisse sind in Abb. 27 dargestellt. Die Gesamtleistung betrug in der achtstündigen Arbeitsschicht 14 bis 16 Doppelseisen. Bei einigen Doppelseisen trat ein erheblicher Widerstand auf, der vermutlich durch Geröllnester oder eingelagerte Eichenholzstämmen hervorgerufen wurde. Bei einem dieser Fälle betrug die reine Rammzeit 32 min, wobei das Doppelseisen zuletzt bei 162 harten Rammschlägen nur noch 14 cm zog. Der Kopf der Spundwandisen blieb auch bei dieser Beanspruchung

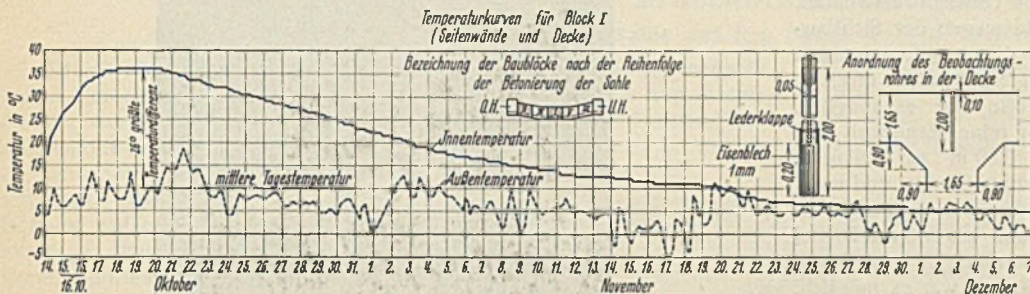


Abb. 25.

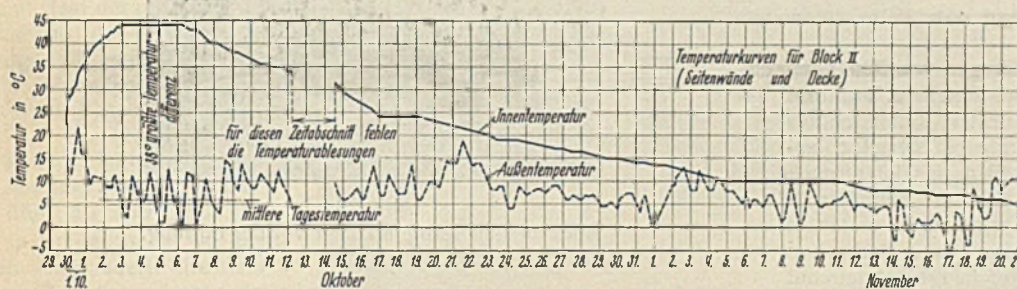


Abb. 26.

Abb. 25 u. 26. Temperaturkurven der Baublöcke.

erkennbar. Aus der genauen Zeitfeststellung des Beginns und der Beendigung der einzelnen Würfelfüllungen war zu ersehen, daß auch im ungünstigsten Falle der Betonspiegel innerhalb der vom Anmachen bis zum Beginn des Abbindens festgestellten Zeit von drei Stunden noch um rd. 17 cm gestiegen war. Die Verarbeitung des Mischgutes war demnach in hinreichender Schichtdicke vor dem Beginn des Abbindens vor sich gegangen und die Forderung der Verarbeitung „frisch auf frisch“ mit Sicherheit erfüllt worden.

Einige Messungen der im Innern des Betons beim Abbinden entstehenden Erwärmung ergaben eine größte Erhöhung der Innentemperatur gegenüber der mittleren Außentemperatur um 38°. Dieser Größtunterschied trat vier bis fünf Tage nach der Herstellung des Betons ein. Nach etwa 30 weiteren Tagen hatte sich die Innentemperatur der Außentemperatur wieder fast angeglichen. In Abb. 25 u. 26 ist der Verlauf der Temperaturunterschiede graphisch dargestellt.

d) Risse im Beton.

In den bei sehr hohen Außentemperaturen hergestellten Baublöcken zeigten sich mehrere Wochen nach dem Ausschalen im Innern der Dükerrohre zunächst kaum sichtbare Schwindrisse. Diese begannen fast unmittelbar über der planmäßigen Arbeitsfuge und verliefen in den Außen- und Zwischenwandungen annähernd lotrecht bis zur Decke und quer unter dieser bis zu dem Riß in der gegenüberliegenden Seitenwand. Da es infolge der Schwierigkeiten und Verzögerungen bei der Grundwasserhaltung nicht möglich war, außer den Betonarbeiten auch noch die Nebenarbeiten vor dem Eintritt des Frostes fertigzustellen, war das Bauwerk noch längere Zeit vor dem Verfüllen der Baugrube und dem Füllen mit Wasser sehr niedrigen Temperaturen ausgesetzt. Während dieser Zeit vergrößerten sich die Schwindrisse sehr stark. Um festzustellen, ob auch der Kern der Wände gerissen war, wurde die mittlere Dükeröffnung versuchsweise mit Wasser gefüllt. Dabei zeigte sich, daß die Risse in den beiden Zwischenwänden in zwei Baublöcken vollständig durchgingen und, nach dem Wasserdurchlauf zu urteilen, sogar eine erhebliche Breite haben mußten. Die Risse in den Außenwänden und der Decke gingen nicht durch und wurden auch an den Außenseiten des Dükers nirgends sichtbar. In den Sohlenblöcken konnten keine Risse festgestellt werden.

Die Risse wurden gedichtet durch Einpressen von Zementmilch mit zwei Apparaten. Zur besseren Aufnahme der Zementmilch wurden in Abständen von etwa 1 m 10 cm tiefe Öffnungen in den Riß gestemmt und dieser anschließend an diese Öffnungen nach beiden Seiten in geringer Länge etwa 2 cm tief aufgestemmt. Dann wurde eine entsprechende lange Gummiplatte und darüber eine Eisenplatte mit Holz-

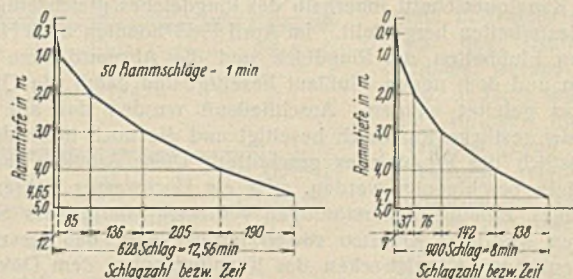


Abb. 27. Rammergebnisse.

unter der Rammmaube unversehrt. Die bis zum Einbringen der Betonsohle des Dükers notwendige Verankerung der Querspundwände wurde behelfsmäßig ausgeführt. Als der Aushub der Baugrube auf der Dükerseite hinter den Querspundwänden bis zur endgültigen Tiefe fortgeschritten war, konnte festgestellt werden, daß die freigelegten Spundwandisen sehr gut standen und die vollständig unversehrten Schösser außerordentlich gut dicht hielten, obwohl ein 2,50 m hoher Wasserüberdruck aufzunehmen war.

Für die Wehrspundwände im Ein- und Auslauf des Dükers, die überwiegend und in den größeren Längen ausschließlich aus Hoesch-Spundwandisen Profil I bis V und zum kleinen Teil aus Larssen-Spundwandisen Profil III hergestellt wurden, wurde auch St 37 mit Kupferzusatz verwendet. Die schweren Profile kamen in Längen bis zu 14,80 m vor.

Die Bodenschichten bestanden auch hier aus Sand und kiesigem Sand. Mit den langen Bohlen mußte teilweise eine grobe, sehr fest gelagerte Geröllschicht durchschlagen werden. Um an Rammarbeit zu sparen, wurde auch hier mit dem Rammen erst nach Erreichung der planmäßigen Sohlenhöhe im Ein- und Auslauf begonnen. Die Rammtiefe der langen Eisen wurde dadurch bis auf 9,60 m vermindert. Die Ramme lief auf einem hohen Gerüst längs der Spundwand, weil andernfalls das Rammen von der geneigten Sohle aus und das Einfädeln der langen, bis zu 3 t schweren Spundwandisen erheblich schwieriger gewesen wäre. Zum Rammen wurde ein Schnellschlaghammer von 3 t Gewicht verwendet. Die lotrechte Stellung der Spundwandisen, auf die wegen der Sichtbarkeit bei niedrigen Okerwasserständen besonderer Wert gelegt werden mußte, wurde durch entsprechende Führung mit Seilwinden erreicht. Die Rammzeiten waren sehr verschieden. Teilweise war es möglich, Doppelisen der schweren Hoesch-Profile in 12 min reiner Rammzeit und bei 200 Schlägen/min auf eine Rammtiefe von 7,50 m zu schlagen, während an anderen Stellen bei der gleichen Rammtiefe 30 min und mehr dafür benötigt wurden. An mehreren Stellen, besonders bei der doppelten Spundwand im Düker einlauf war der Rammwiderstand im unteren Drittel außerordentlich groß. Vermutlich lagen hier besonders dichtes Geröll oder auch Eichenholzstämme im Untergrunde. Trotzdem war es möglich, sämtliche Spundwandisen in guter Stellung und ohne Beschädigung der Schlösser und Köpfe bis zur Solltiefe einzurammen. Die Dichtigkeit war auch hier bei den Hoesch-Spundwandisen infolge der dafür besonders günstigen Schloßform sehr gut.

Für die Umfassungspundwand des Schlammfanges wurden Larsen-Spundwandisen aus St 37 mit Kupferzusatz in den Profilen Ia, I und IIa in Längen bis zu 0,80 m verwendet. Die Bodenschichten bestanden aus tonigem und grobkiesigem Sand. Zum Rammen wurde ein Schnellschlaghammer von 3 t verwendet. Die an einzelnen Stellen im Untergrunde auftretenden Rammwiderstände waren so erheblich, daß die Spundwandisen der schwächeren Profile auch bei vorsichtigem Schlagen gestaucht wurden und tief einrissen, so daß teils auf die Erreichung der vollen Rammtiefe verzichtet und teils die oberen beschädigten Längen abgetrennt und stärkere Ersatzstücke aufgeschweißt werden mußten. Die schwachen Profile waren für die hier auftretende Rammbeanspruchung offensichtlich nicht ausreichend. Nach dem Ausschachten und Leerpumpen des Schlammbeckens wirkte ein äußerer Wasserdruck bis zu 3 m auf die Spundwand. Die Dichtigkeit der Schlösser war dabei verhältnismäßig gering, für den vorliegenden Zweck jedoch ausreichend.

Im ganzen wurden für die Querspundwände und die Umfassungswände des Schlammfanges 2288 m<sup>2</sup> Spundwandisen mit einem Gewicht von 271 t eingebaut.

#### VII. Verschiedenes.

Die übrigen Arbeiten am Dükerbauwerk wurden, soweit als möglich, gleichzeitig mit den Hauptarbeiten und im übrigen im Anschluß daran ausgeführt. Durch den frühzeitigen Eintritt des Frostes im Herbst 1932 wurden die restlichen Nebenarbeiten, besonders jedoch die Verfüllung der Baugrube erheblich verzögert. Die Dükerrohre und das Ein- und Auslaufbecken wurden langsam während des Rückbaues der Grundwasserhaltungsanlagen durch das ansteigende Grundwasser gefüllt. Die Kanaldämme und die Tondichtung über dem Düker wurden zusammen mit dem Kanalquerschnitt innerhalb des Ringdeiches gleichzeitig mit den übrigen Restarbeiten hergestellt. Im April 1933 konnten nach Herstellung der neuen Flußbetten der Ringdeich und die Absperrdämme zwischen dem alten und dem neuen Flußlauf beseitigt und damit die Oker durch den Düker geleitet werden. Anschließend wurden das alte Flußbett verfüllt, der restliche Ringdeich beseitigt und die noch fehlenden Kanaldämme östlich des Ringdeiches geschüttet. Diese Arbeiten mußten mit allen Mitteln beschleunigt werden, weil ein Hochwasser während dieses Bauzustandes erhebliche Zerstörungen verursacht hätte. Im September 1933 waren sämtliche Arbeiten soweit fertiggestellt, daß zusammen mit den angrenzenden Kanalstrecken das Kanalbett über dem Düker gefüllt und dieser damit seiner endgültigen Bestimmung, die Schifffahrtstraße über den Flußlauf zu führen, übergeben werden konnte.

Abb. 28 stellt einen Blick in den fertigen Düker dar, Abb. 29 ist eine Ansicht des Dükers vom Einlauf gesehen.

Durch laufend ausgeführte Messungen wurde festgestellt, in welchem Umfange sich das Dükerbauwerk unter seiner Eigenlast und der Auflast setzte. Diese Beobachtungen begannen sofort nach dem Betonieren der

Sohlenblöcke der Dükerrohre an besonderen Höhenbolzen. Bis zum Füllen des Dükers wurden Senkungen von 18 bis 24 mm und eine durchschnittliche Senkung von 20 mm festgestellt. Die unter der vollen Belastung nach dem Füllen des Dükers und Kanals eingetretenen Senkungen der Rohrböcke werden sich erst später gelegentlich bei einer Dükerreinigung ermitteln lassen. Die Flügel haben eine Senkung von durchschnittlich 5 mm erfahren. Infolge des waagerechten Erddruckes haben

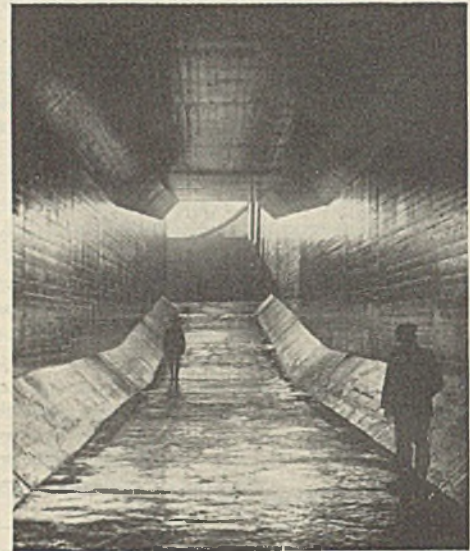


Abb. 28.

Blick in den fertigen Düker vor der Füllung.

sie sich bis zu 15 mm nach außen übergeneigt mit Ausnahme des östlichen Flügels am Auslauf, der sich während des Rückbaues der Grundwasserhaltungsanlage in der III. Staffel vermutlich infolge Ausspülens feinerer Bodenteilchen unter dem Flügel an der Rückseite um etwa 10 mm senkte und infolgedessen in der oberen Kante rd. 40 mm nach rückwärts neigte. Durch den waagerechten Erddruck, der während der Hinterfüllung langsam anstieg, wurde diese Neigung teilweise wieder aufgehoben. Die



Abb. 29. Ansicht des Dükers vom Einlauf.

festgestellten senkrechten und waagerechten Bewegungen zeigen, daß die Dichtungen der Trennungsfugen erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt sind.

Der Entwurf für den Okerdüker wurde im Preußischen Kanalbauamt Braunschweig aufgestellt und von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg geprüft. Die Ausführung der Bauarbeiten wurde im Wege der öffentlichen Ausschreibung der Firma P. Büscher & Sohn, Münster/Westf., übertragen. Die Bauleitung lag in den Händen des Kanalbauamtes und der Streckenbauleitung Braunschweig. Die gesamten Baukosten werden sich auf rd. 1 200 000 RM belaufen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Bau der neuen Straßenbrücke über die Elbe in Meißen.

Von Reg.-Baurat Grühle und Reg.-Baurat Dr.-Ing. Kirsten, Dresden.

Die Straßenbrücke über die Elbe in Meißen genügt den neuzeitlichen Verkehrsansprüchen schon seit langem nicht mehr. Aus diesem Grunde wurden von der sächsischen Wasser-Baudirektion in Dresden Vorarbeiten für die Errichtung einer neuen Brücke durchgeführt, die schließlich im Jahre 1928 zur Ausschreibung eines Ideenwettbewerbs unter einer Reihe namhafter deutscher Baufirmen führten. Der Bau der neuen Brücke, der im April 1933 begonnen wurde und dem der preisgekrönte Entwurf des Wettbewerbs zugrunde gelegt ist, soll im folgenden beschrieben werden.

### 1. Geschichte der alten Meißner Straßenbrücke über die Elbe (Abb. 1).

An der Stelle, wo jetzt die Jahrhunderte alte Meißner Elbbrücke durch eine neue ersetzt worden ist, war seit frühesten Zeiten ein Elbübergang, der die östlich und westlich des Stromes liegenden Gebiete miteinander verband. Heinrich I. hatte hier zur Sicherung des Elbüberganges im Jahre 928 eine Grenzburg errichtet und damit ein Bollwerk der vordringenden germanischen Kolonisten gegen das Slawentum geschaffen. Anfangs war nur eine Furt, später bewältigten drei Fähren den dauernd wachsenden Verkehr, schließlich machte sich der Bau einer Brücke notwendig.

Für den Brückenbau dürfte die Zeitspanne zwischen den Jahren 1150 und 1205 in Frage kommen. Wechselvoll ist das Schicksal der Brücke gewesen. Ursprünglich war sie in Holz errichtet. Nach den Berichten alter Chronisten ist das Bauwerk öfter durch Hochfluten und Sturmgewalten zerstört worden; es mag dies wohl zum Teil an den damals noch mangelhaften, in der Entwicklung begriffenen technischen Erfahrungen in der Errichtung solcher Bauwerke gelegen haben.

Die älteste Darstellung stammt aus dem Jahre 1558 (Abb. 2); sie zeigt das Aussehen der Brücke kurz vor ihrer Zerstörung im Schmalkaldischen Kriege. Für jene Zeit war die Überbrückung der größten Öffnung mit einer Spannweite von rd. 43 m eine beachtliche Leistung. Weiter ist aus alten Berichten zu entnehmen,

daß in den folgenden Zeiten die Brücke mehrmals durch Stürme und Brände (so im 30jährigen und im 7jährigen Kriege) zerstört wurde. 1784 wurde sie durch einen Eisgang schwer beschädigt. Die wiederhergestellte Brücke gibt Abb. 3 wieder. Aus dem Bilde erkennt man, daß bis auf die beiden großen Stromöffnungen in zwischen sämtliche Joche in Stein aufgeführt worden sind. Man hatte dabei aber immer noch an den überdachten Sprengwerken festgehalten, obwohl schon damals George Bähr, der Erbauer der Dresdner Frauenkirche, auch dafür Steingewölbe vorgeschlagen hatte. Trotz der Erkenntnis, daß die Unterhaltung steinerne Gewölbe billiger ist als Holztragwerke, hatte man sich dennoch der geringeren Baukosten wegen für hölzerne Sprengwerke entschieden.

Bald darauf wurde die Brücke im Jahre 1813 von den Franzosen in Brand gesteckt. Beim Wiederaufbau ging man zum ersten Male dazu über, die alten Sprengwerkskonstruktionen durch zwei hölzerne Bogenträger Wiebekingscher Art zu ersetzen. Abb. 4, aus der zu ersehen ist, daß im Laufe der Zeit die Brückentürme, das Brückeneinnehmerhaus und die Kapelle verschwunden sind, gibt den Zustand nach 1813 wieder. Vom technischen Standpunkte aus ist hervorzuheben, daß die linksufrigen Landöffnungen mehr und mehr zum Schaden des Durchflußquerschnitts verbaut worden sind. 53 Jahre später wurde die Brücke im Kriege Preußens gegen Österreich wiederum zerstört. 1866 sprengten die Sachsen den rechten Strompfeiler, 1867 war sie bereits wiederhergestellt. Für die hölzernen Bogenträger wurden jetzt eiserne Fachwerkträger eingezogen, die der alten Brücke noch heute ihr Gepräge geben (Abb. 5). Zum Vergleich ist noch die jetzt im Bau befindliche Brücke, wie sie nach ihrer Fertigstellung aussehen wird, dargestellt worden (Abb. 6). Man erkennt daraus die wesentlich günstigere Gestaltung der Abflußverhältnisse des Stromes.



Abb. 1. Blick auf die alte Brücke von oberstrom aus.

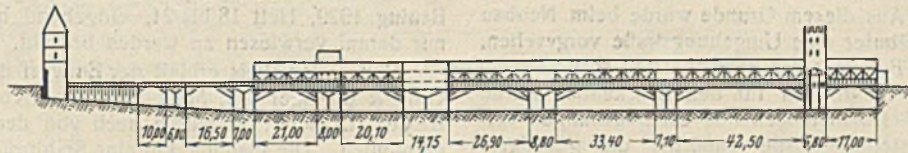


Abb. 2. Ansicht der Meißner Elbbrücke um das Jahr 1558.

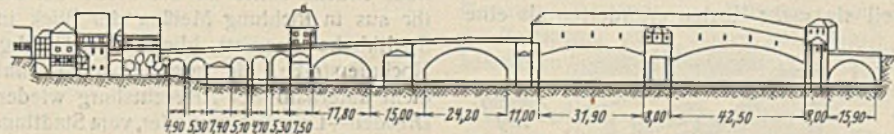


Abb. 3. Brückenansicht aus dem Jahre 1784.

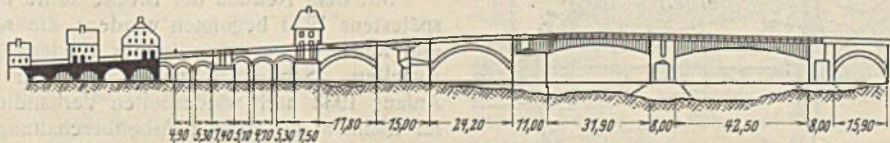


Abb. 4. Brückenansicht aus dem Jahre 1814.

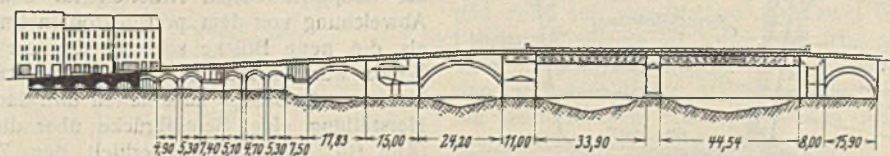


Abb. 5. Zustand der alten Brücke vor dem Abbruch 1933/34.

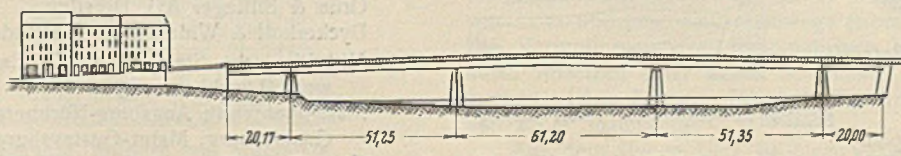


Abb. 6. Neue Elbbrücke, erbaut in den Jahren 1933 bis 1934.

**II. Veranlassung zum Neubau und Ausschreibung.**

Die jetzt vorhandene alte Brücke weist sehr enge Joche auf; für den Durchfluß des Elbstromes sind bei einer Hochwassermenge von 5700 m<sup>3</sup>/sek nur 1300 m<sup>2</sup> Querschnitt vorhanden. Die Brücke ist die engste Stelle auf der sächsischen Elbstrecke und wird schon seit langem mit Recht von der Schifffahrt als schweres Hindernis empfunden. Schiffsunfälle haben sich des öfteren dort ereignet, Eisversetzungen erforderten kostspielige Räumungsarbeiten.

Neben dem reinen Ortsverkehr hat die Brücke besondere Bedeutung für den Fernverkehr Dresden—Leipzig. Sie besitzt eine nur 5,5 m breite Fahrbahn und zwei Fußwege von je 1,7 m Breite und genügt den heutigen

neue Brücke in unmittelbarer Nähe der jetzigen (III). Eine Überquerung des Stromes 180 m unterhalb der jetzigen Brücke, dicht vor der Albrechtsburg, ergab die billigste Lösung (IV). Dieser Entwurf war hinsichtlich des Fernverkehrs außerordentlich günstig, da er die Stadt Meissen kaum berührte, und würde auch weiter verfolgt worden sein, wenn die alte Straßenbrücke für den Ortsverkehr hätte erhalten werden können. Dies war aber aus strombautechnischen Gründen leider nicht möglich. Infolgedessen war man gezwungen, um dem Orts-

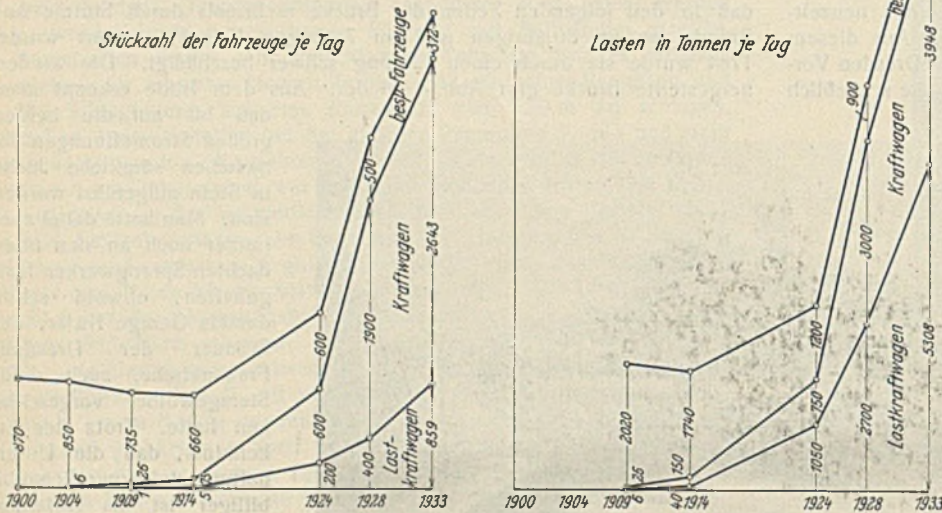


Abb. 7. Übersicht über den Verkehr auf der Meißner Elbbrücke.

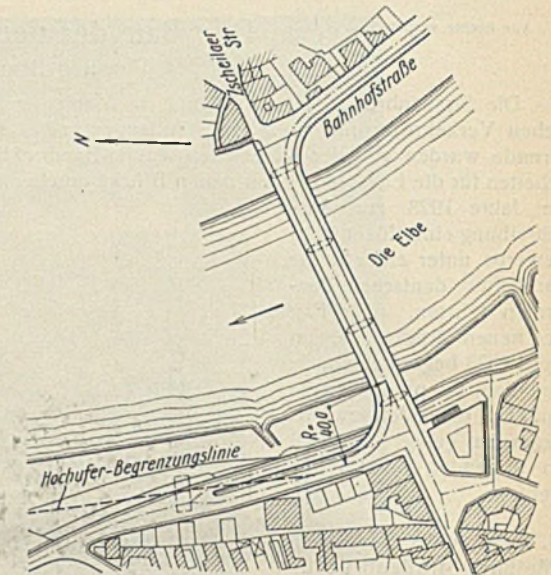


Abb. 9. Preisgekrönter Entwurf des Ideenwettbewerbs, zur Ausführung vorgeschlagen.

Verkehrsanforderungen in keiner Weise mehr. Verkehrstörungen und Unglücksfälle sind deshalb nicht selten. Ist doch im Laufe der letzten Jahrzehnte der Verkehr auf der Brücke gewaltig gestiegen (Abb. 7). Die Verkehrszählungen innerhalb der Jahre 1909 bis 1933 ergaben eine Steigerung sowohl des Tonnenverkehrs als auch der Anzahl der Fahrzeuge um rd. 400%. (Im letzten Jahre durchschnittlicher Tagesverkehr 3874 Fahrzeuge mit 10 165 t Gewicht.) Dazu kommt, daß der Durchgangsverkehr Dresden—Leipzig vom Brückenkopf Meissen aus noch immer durch die engen winkligen Gassen der Stadt führt, die den heutigen Verkehr kaum noch zu bewältigen vermögen. Aus diesem Grunde wurde beim Neubau der Elbbrücke auf dem linken Elbufer eine Umgehungsstraße vorgesehen, die eine glatte Abwicklung des Fernverkehrs gewährleisten soll.

Mit den ersten genaueren Vorarbeiten für den Brückenbau wurde schon im Jahre 1927 begonnen. Durch eingehende Untersuchungen verschiedener geeigneter Brückenstellen wurde zunächst die günstigste Brückenlage festgelegt (Abb. 8). Zwei Brückenplanungen (I und II) — zwischen der alten Straßenbrücke und der neuen Eisenbahnbrücke — schieden von vornherein aus, weil sie mehr Kosten erforderten als eine

verkehr, dessen Hauptadern dem Triebischtal zuführen, unmögliche Umwege zu ersparen, die neue Brücke unmittelbar neben der alten zu erbauen (III).

Da bei der Gestaltung der Brücke neben rein technischen Fragen in besonderem Maße städtebauliche Gesichtspunkte zu beachten waren, beschloß im Jahre 1928 das sächsische Finanzministerium, unter 14 namhaften deutschen Baufirmen einen Ideenwettbewerb auszuschreiben und zur Wahrung und Erhaltung des einzigartigen Stadtbildes von Meissen die Mitarbeit eines Architekten bei diesem Wettbewerb als Bedingung zu stellen.

Über die Bedingungen und das Ergebnis des Wettbewerbes ist im Bauling. 1929, Heft 18 bis 24, eingehend berichtet worden, so daß hier nur darauf verwiesen zu werden braucht.

Den ersten Preis erhielt der Entwurf der MAN, Mitarbeiter die Firma Grün & Bilfinger AG, Mannheim, Prof. Abel, Köln, und Prof. Dr.-Ing. Beyer, Dresden; er wurde auch von den Preisrichtern zur Ausführung empfohlen. Die Planung sah eine Stahlbrücke mit drei großen Öffnungen und zwei anschließenden kleineren Seitenöffnungen vor (Abb. 9). Die neue Brücke sollte an der Stelle der alten errichtet werden, damit von ihr aus in Richtung Meissen der Blick in die alte Elbstraße und auf die Stadtkirche gewahrt blieb; der Durchgangsverkehr sollte durch eine Hochuferstraße, die unmittelbar am linken Brückenkopf abzweigt und dicht unterhalb der Albrechtsburg wieder in die bestehende Staatsstraße Dresden—Leipzig einmündet, vom Stadttinnern abgelenkt werden. Außerdem waren Verbreiterungen der Bahnhofstraße auf Cöllner Seite vorgesehen.

Mit dem Neubau der Brücke sollte bereits in den Jahren 1929 oder spätestens 1930 begonnen werden; die schwierige Finanzlage von Land und Reich zwang aber immer wieder dazu, das Bauvorhaben zurückzustellen. Schließlich gelang es dem sächsischen Finanzministerium Anfang 1933 nach wiederholten Verhandlungen mit den Reichsbehörden, im Rahmen des großen Arbeitbeschaffungsprogramms Darlehen für den Brückenbau flüssig zu machen. Schon im März 1933 wurden deshalb die hauptsächlichsten Arbeiten für den Neubau ausgeschrieben. Eine Abweichung von dem preisgekröntem Entwurf ergab sich dabei insofern, als die neue Brücke schiefwinklig zur alten gelegt wurde; auf diese Weise war es möglich, die letztere zum größten Teile während des Neubaus in Betrieb zu erhalten und dadurch beträchtliche Kosten für die Herstellung einer Behelfsbrücke über die ganze Strombreite einzusparen (Abb. 10). Anfang April erhielt den Zuschlag auf ihr Angebot eine Arbeitsgemeinschaft, die aus den Firmen

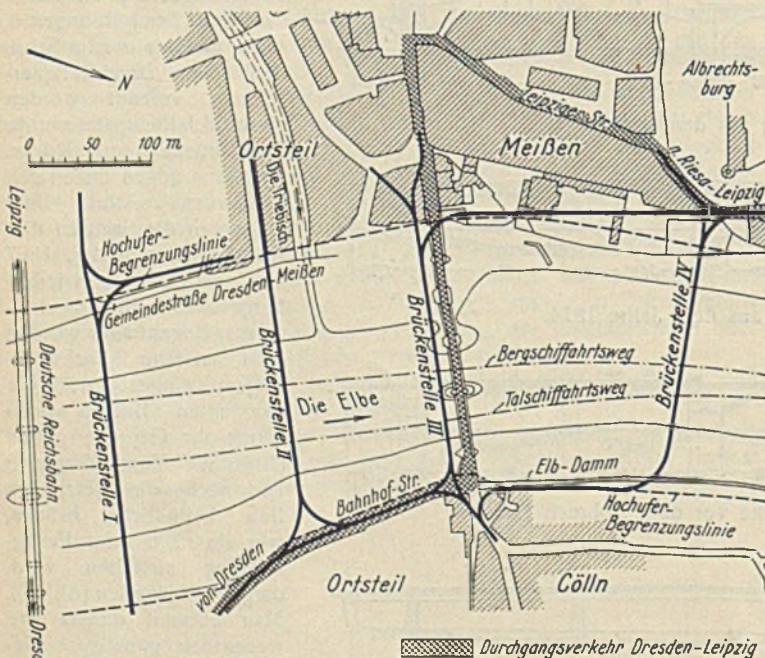


Abb. 8. Lageplan mit den verschiedenen in Betracht kommenden Brückenstellen.

- |  |                   |
|--|-------------------|
| Grün & Bilfinger AG, Dresden,  | } Gruppe Tiefbau  |
| Dyckerhoff & Widmann AG, Dresden,  |                   |
| Mitteldeutsche Stahlwerke AG, Lauchhammerwerk, Lauchhammer,                | } Gruppe Stahlbau |
| Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, Mainz-Gustavsburg, |                   |
| Kelle & Hildebrandt G. m. b. H., Niedersedlitz,                            |                   |



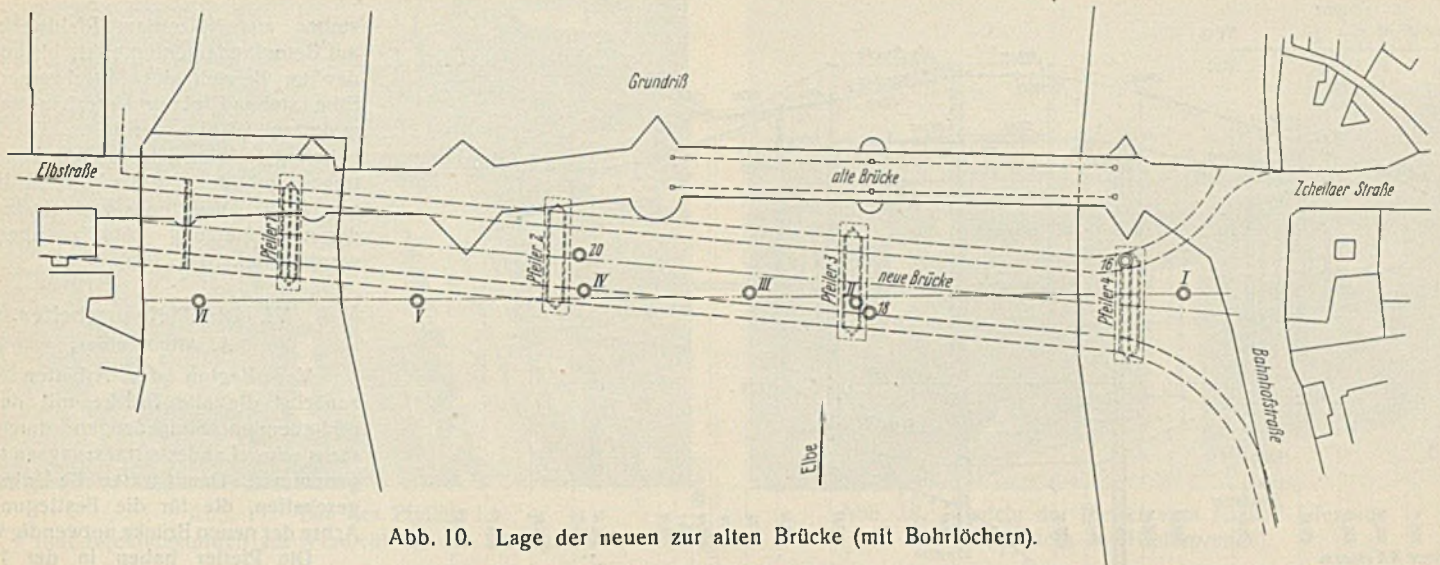


Abb. 10. Lage der neuen zur alten Brücke (mit Bohrlochern).

bestand. Sämtliche Firmen waren Mitarbeiter am Ideenwettbewerb von 1928 gewesen und damals mit dem ersten bzw. zweiten Preis ausgezeichnet worden. Die Arbeiten für die Verbreiterung der Bahnhofstraße wurden an die Arbeitsgemeinschaft

Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag AG, Dresden, und Otto & Schlosser, Meissen,

vergeben. Der Bau der Hochuferstraße und die Beseitigung mehrerer Häuser am linken Brückenkopf sind Aufgabe der Stadt Meissen, die jedoch diese Arbeiten wenigstens zum Teil auf bessere Zeiten verschieben muß.

### III. Technische Vorarbeiten.

Die Vorarbeiten reichen bis in das Jahr 1927 zurück und erstreckten sich in der Hauptsache auf Baugrund- und Wasseruntersuchungen. Die Bohrungen im Elbett ergaben, daß vom rechten Elbufer, wo das feste

Gestein zutage tritt, der Felsen nach Meißner Seite zu bis auf eine Tiefe von 11 m abfällt (Abb. 11 u. 13). Geologisch handelt es sich dabei um Meißner Syenit-Granit, der in der obersten Schicht (rd. 0,5 m dick) leichte Verwitterungserscheinungen zeigte. Über dem Felsen wurde Kies festgestellt, der mit großen Steinen und am linken Elbufer teilweise mit Tonlinsen durchsetzt war. Der Baugrund war also für Pfeilergründungen, die in der Hauptsache nur senkrechte Kräfte aufzunehmen haben, als günstig anzusprechen. Um etwaige schädliche Eigenschaften des Elbwassers für den Gründungsbeton festzustellen, wurden im Sommer 1929 und April 1930 insgesamt 36 Elbwasserproben (je 12 Stück früh, mittags und abends) entnommen und von der Staatlichen Landesstelle für öffentliche Gesundheitspflege in Dresden untersucht. Die Proben ergaben, daß das Elbwasser nur in geringer Menge schädliche, betonangreifende Bestandteile enthält. Trotzdem wurden Zusätze von Thurament und Traß bzw. die Verwendung von Hoch-

ofenzement in Erwägung gezogen, um ungünstige Einwirkungen des Wassers auf den Beton, auch bei etwaiger Erhöhung seines Gehaltes an aggressiven Bestandteilen auszuschalten. Zur Verwendung gelangte schließlich des vereinfachten Baubetriebes wegen für die Bauteile, die mit Wasser in

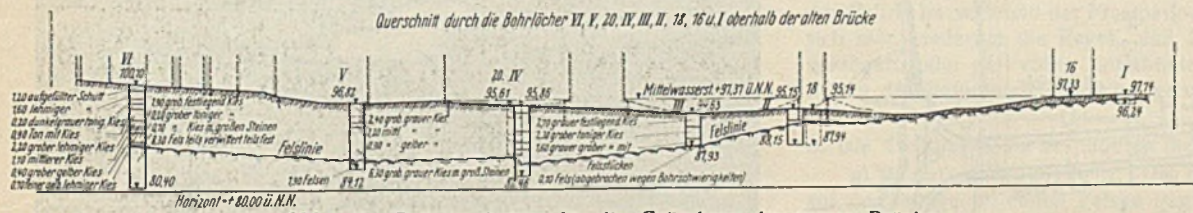


Abb. 11. Bohrergebnisse für die Gründung der neuen Brücke.

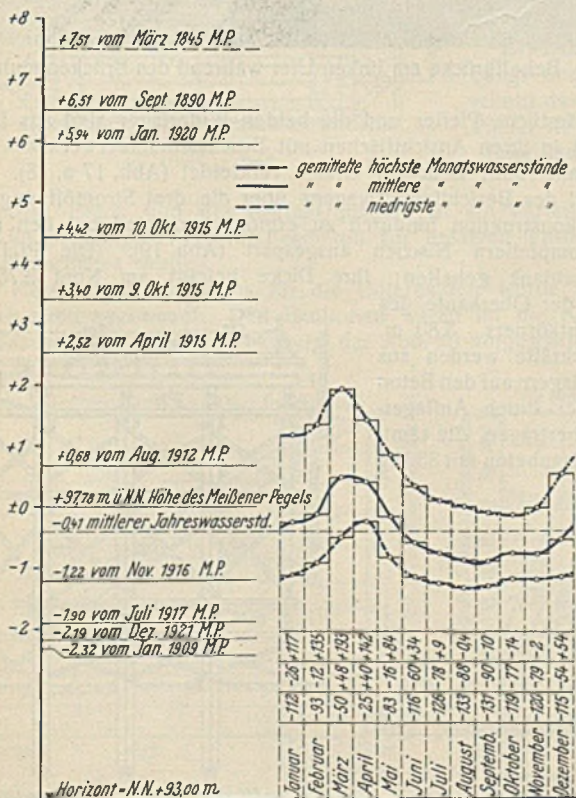


Abb. 12. Gemittelte höchste, mittlere und niedrigste Monatswasserstände der Elbe aus den Jahren 1877 bis 1927.

Berührung kommen, Hochofenzement, Marke Thuringia, Unterwellenborn, für die übrigen Bauteile hochwertiger Zement.

Da für den Bauvorgang weiter die Kenntnis der Elbwasserstände unumgänglich nötig war, wurden die höchsten, mittleren und niedrigsten Monatswasserstände des Zeitraums von 1877 bis 1927 gemittelt und für die Zeitspanne eines Jahres aufgetragen (Abb. 12). Außerdem sind die bekannten größten Hochwässer, die Mittelwässer und das niedrigste Niedrigwasser eingetragen worden. Während der Bauzeit herrschten außerordentlich günstige Wasserstände; die Wasserstandslinie bewegte sich dauernd um die gemittelte niedrigste Monatswasserstandslinie herum.

### IV. Beschreibung der Brücke im allgemeinen.

Wie schon oben bemerkt, ist die Achse der neuen Brücke auf dem rechten Ufer so weit stromauf geschwenkt worden, daß der größte Teil der alten Brücke während des Neubaus für den Verkehr offengehalten werden konnte und nur auf dem linken Elbufer die Errichtung einer hölzernen Behelfbrücke in einer Länge von etwa 60 m notwendig wurde. Die Brücke ist konstruktiv als Blechbalkenbrücke durchgebildet worden und ruht auf vier Pfeilern und zwei Widerlagern auf. Die Lage der Fahrhahnoberkante ist so gewählt, daß an keinem Punkte die Steigung 1:28 überschritten wird (Abb. 13). Die Brückenbreite beträgt zwischen den Geländern 18 m; davon entfallen auf die Fahrbahn 12 m und auf die beiderseitigen Fußwege je 3 m (Abb. 14). In Straßenmitte ist der spätere Einbau zweier Straßenbahngleise vorgesehen.

Die rechtsufrige Anschlußstraße (Bahnhofstraße) schließt an die Brücke mit einem Halbmesser von rd. 40 m an. Sie hat eine Fahrhahnbreite von 11 m und beiderseits Fußwege (elbseitig 3 m und bergseitig 2,5 m). Die Verbreiterung des ursprünglichen Verkehrsraumes um 5 m wurde durch Ansetzen einer neuen Stützmauer an die alte bestehende Mauer erreicht. Über die neue Mauer hinaus krägt eine Eisenbetonkonstruktion von 2,8 m Spannweite.

Auf dem linken Ufer ist eine Verbindungstraße zwischen Meißner Brückenkopf und der Staatsstraße unterhalb der Albrechtsburg (Hochufer-

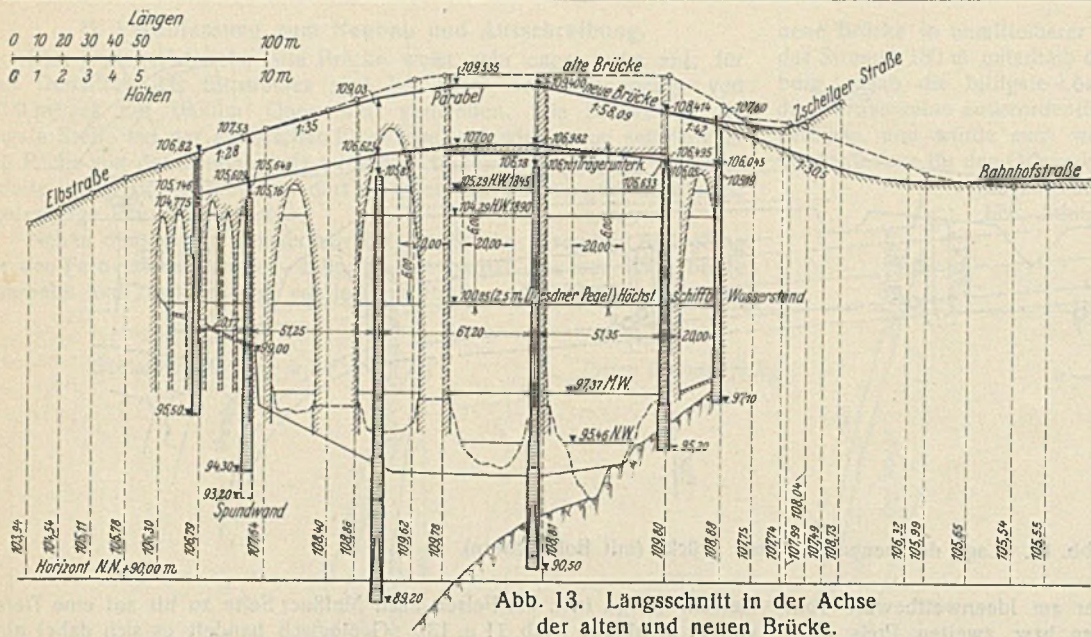


Abb. 13. Längsschnitt in der Achse der alten und neuen Brücke.

straße) mit einer Verkehrsweite von 12,5 m geplant (Fahrbahn 8,5 m und zweimal je 2 m Fußweg).

Die Abmessungen der Pfeiler und die Höhenlage der Konstruktionsteile des stählernen Überbaues der neuen Brücke sind so berechnet, daß bei einem Hochwasser von 5700 m<sup>3</sup>/sek (1845: NN + 105,29 m) die Brückenöffnungen einen Durchflußquerschnitt von 1740 m<sup>2</sup> freigeben, der durch Regulierung der Flußsohle auf 1860 m<sup>2</sup> gebracht wird. Die nach der Rehbockschen Formel berechnete Stauhöhe an den Pfeilern beträgt dann 2,9 cm (alter Brückentau 14 cm). Über dem höchsten schiffbaren Wasserstand (NN + 100,85 = 2,5 m Dresdner Pegel) sind zwei lichte Raumprofile von je 6 m Höhe und 20 m Breite freigehalten worden.

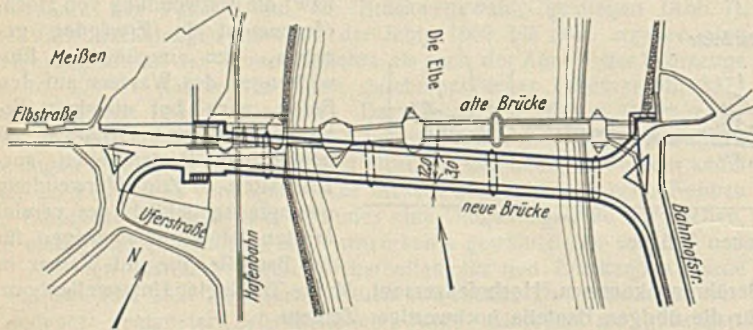


Abb. 14. Lageplan der neuen Brücke.

V. Behelfsmaßnahmen während des Neubaus der Brücke.

Da auf dem linken Elbufer ein Teil der neuen Brücke in den Bereich der alten Gewölbe und Pfeiler zu stehen kommt, mußte auf einer Strecke von 60 m eine Behelfsbrücke unterstromseitig der alten Brücke errichtet werden (Abb. 15). Der oberstromige Fußweg der alten Brücke wurde für den Verkehr gesperrt, weil er zur Beförderung der Baustoffe beim Bau der neuen Pfeiler benötigt wurde. Zur reibungslosen Abwicklung des regen Fußgängerverkehrs erschien es angebracht, den nur 1,7 m breiten unterstromigen alten Fußweg durch eine hölzerne Behelfskonstruktion auf 2,5 m zu verbreitern. Die Behelfsbrücke selbst hat eine Fahrbahnbreite von 6 m, elbavwärts einen Fußweg von 2,5 m und elbavwärts einen Schrammbord von 0,5 m Breite. Als Belastung wurde nach DIN 1072 Brückenklasse I vorgeschrieben. Die Brücke besitzt 6 Öffnungen mit veränderlichen Spannweiten von 8 bis 16 m. Die Joche be-

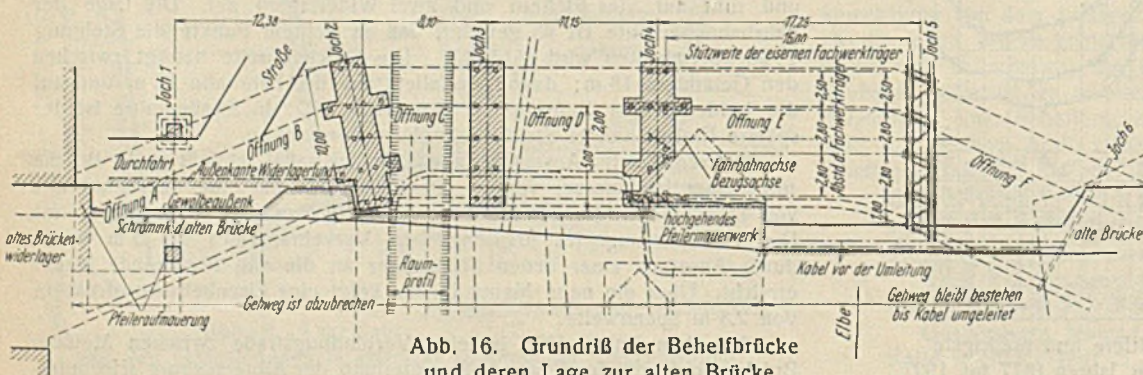


Abb. 16. Grundriß der Behelfsbrücke und deren Lage zur alten Brücke.

stehen aus hölzernem Pfahlwerk, das auf Betonfundamenten ruht, bis auf eins, das im Bereich des Mittelwassers der Elbe stehend einen Unterbau aus gerammten Pfählen erhielt. Die Fahrbahnkonstruktion ist aus einfachen Walzträgern gebildet, auf die hölzerne Bohlen von 18 cm Dicke quer verlegt sind und deren Abnutzung ständig überwacht wurde (Abb. 16 u. 16a).

VI. Die Tiefbauarbeiten.

A. Allgemeines.

Vor Beginn der Arbeiten wurde zunächst die alte Brücke mit den anschließenden Straßenzügen durch das sächsische Landesvermessungsamt aufgenommen. Damit waren die Unterlagen geschaffen, die für die Festlegung der Achse der neuen Brücke notwendig waren.

Die Pfeiler haben in der Hauptsache senkrechte Kräfte aufzunehmen, die durch Rollenlager aus dem Stahlüberbau über die Pfeiler nach dem Untergrund übertragen werden. Das feste Lager des durchlaufenden Trägers ist auf Pfeiler 3 eingebaut, da dessen Gründung auf festem Felsen die beste Gewähr für die Aufnahme der waagerechten Kräfte

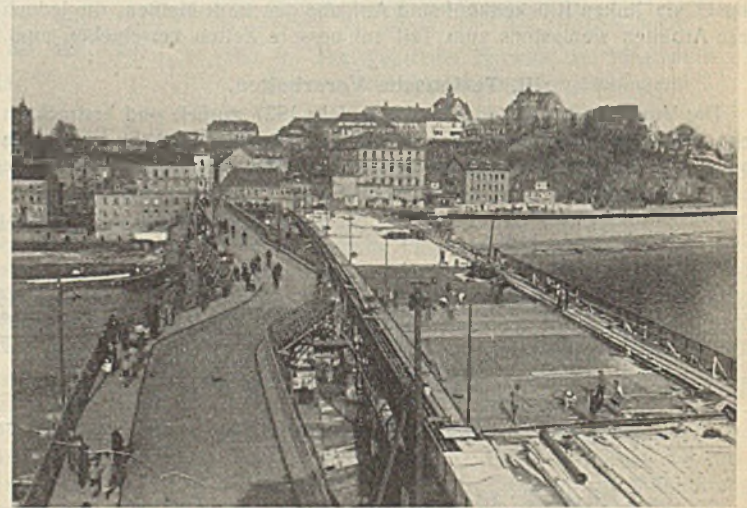


Abb. 15. Behelfsbrücke am linken Ufer während des Brückenneubaus.

bietet. Sämtliche Pfeiler und die beiden Widerlager sind aus Beton erstellt und in ihren Ansichtflächen mit Bruchsteinmauerwerk aus Meißner Syenit-Granit bzw. Beuchaer Granit verkleidet (Abb. 17 u. 18). Um die Durchfahrt des Besichtigungswagens über die drei Stromöffnungen unter der Stahlkonstruktion hindurch zu ermöglichen, sind bei den mittleren zwei Strompfeilern Nischen ausgespart (Abb. 19). Die Pfeiler sind äußerst schlank gehalten; ihre Dicke beträgt am Kopf 2,75 m und in Höhe der Oberkante des Fundamentkörpers 3,80 m. Die Stützkräfte werden aus den Stahllagern auf den Beton der Pfeiler durch Auflagerquader übertragen, die sämtlich aus Eisenbeton mit 330 kg

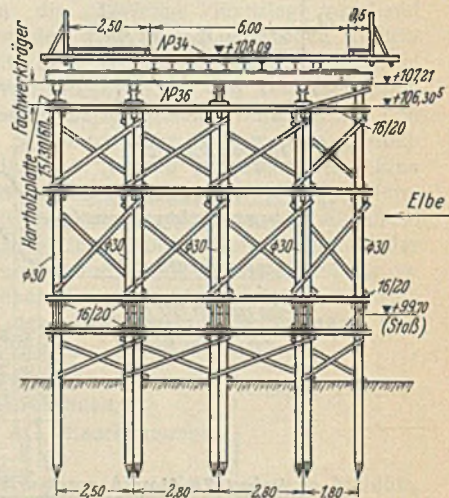


Abb. 16a. Längsschnitt durch Joch 5 der Behelfsbrücke.

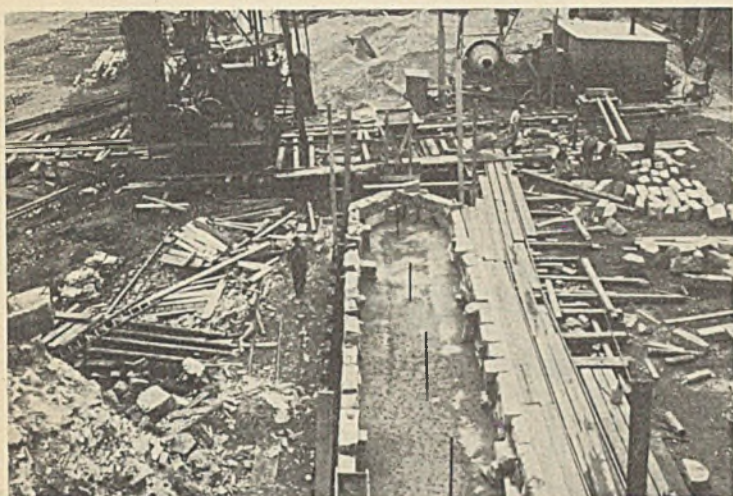


Abb. 17. Bau des Pfeilers I  
(mit Injektionsrohren zur Verdichtung des Untergrundes).

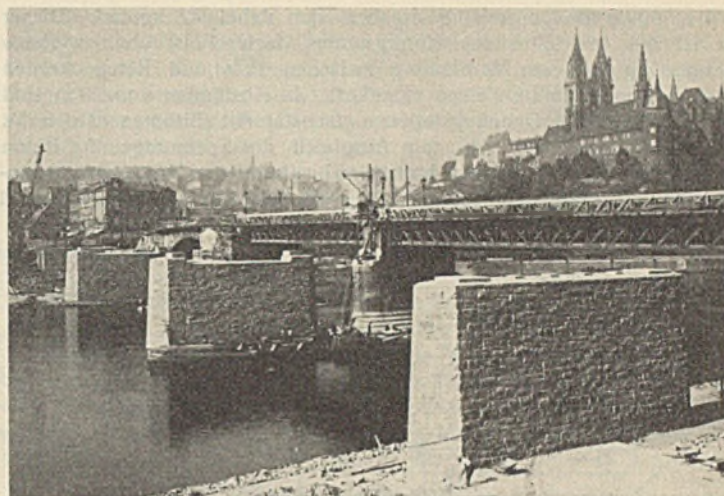


Abb. 18. Ansicht der Pfeiler vom rechten Ufer aus  
(alte Brücke im Hintergrunde).

hochwertigem Zement je m<sup>3</sup> Festbeton hergestellt sind und nach den Berechnungsvorschlägen von Prof. Mörsch Querbewehrung erhielten. Für den Fundamentbeton der Unterbauten war Beton mit 170 kg Hochofenzementgehalt je m<sup>3</sup> Festbeton vorgeschrieben. Für den aufgehenden Beton waren 200 kg Zement je m<sup>3</sup> Festbeton zu verwenden. Zwischen

Stampfbeton wurde weiterhin mindestens die Hälfte der Zuschlagstoffe über 30 mm Korngröße in Form von Steinschlag und für Eisenbeton mindestens die Hälfte der Zuschlagstoffe über 7 mm Korngröße als Splitt verlangt. Ferner war für jede Betonart (Gründungsbeton, aufgehender Beton, Eisenbeton) der Nachweis einer bestimmten Mindestdruckfestigkeit gefordert. Bei Baubeginn war in Aussicht genommen, Elbkies zu verwenden; es stellte sich jedoch bei näherer Untersuchung heraus, daß die Siebkurven wohl günstig lagen, der Kies aber viel Beimengungen an Kohle und anderen organischen Stoffen enthielt und daher für die Herstellung von Beton nicht in Frage kam. Versuche mit Kies aus Naundorf bei Dresden ergaben nach jeder Richtung hin gute Ergebnisse und führten zu dessen Verwendung beim Brückenbau.

An Hand von laufend durchgeführten Betonwürfelproben wurden die Betonfestigkeiten dauernd überwacht (Abb. 21). Recht lehrreich war die Unterbrechung der Zunahme der Festigkeiten bei der Eisenbetonplatte der Fahrbahn während der Frostperiode im Dezember 1933. Es bestätigte sich hier wiederum die Regel, daß Frosttage die Erhärtung des Betons verzögern oder gar völlig unterbinden, und daß demzufolge in solchen Zeiten das Betonieren möglichst ganz zu unterbleiben hat.

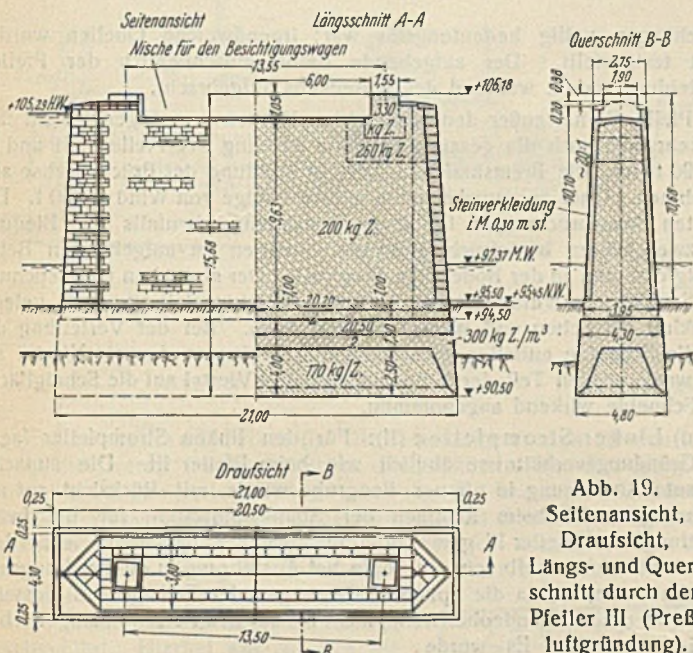


Abb. 19. Seitenansicht, Draufsicht, Längs- und Querschnitt durch den Pfeiler III (Preßluftgründung).

aufgehendem Beton und den Auflagerquadern ist ein Verteilungsbeton von 260 kg Zementgehalt je m<sup>3</sup> Festbeton zur besseren Verteilung der Kräfte eingeschaltete worden.

Der Herstellung des Betons für die Unterbauten wurde besondere Aufmerksamkeit zugewandt. Den Baufirmen waren für die Korngrößen der Betonzuschlagstoffe die Siebkurven der Abb. 20 vorgeschrieben. Für

**B. Die Tiefbauten, im besonderen ihre Gründungen und Beanspruchungen.**

a) Rechtes Widerlager. Das rechte Widerlager konnte unmittelbar auf den zutage tretenden Felsen gegründet werden. Es stellt konstruktiv nur eine Verstärkung der vorhandenen Stützmauer dar, da die neue Mauer unmittelbar vor die alte gesetzt wurde und mit ihr durch Einlegen von Verankerungseisen ein Ganzes bildet (Abb. 22 u. 22a). Mit Rücksicht auf den Zustand der alten Mauer und wegen der Erhöhung der Verkehrslasten wurde die statische Untersuchung der neuen Mauer so durchgeführt, daß diese für sich allein die Belastung eines Erdmaterials mit einem Böschungswinkel von  $\varphi = 45^\circ$  und einem Reibungswinkel zwischen Wand und Erde von  $\delta = 0$  aufnehmen kann. Die statische Untersuchung erstreckte sich auf folgende zwei Fälle:

1. Bodenpressung durch Eigengewicht und Auflagerkräfte ohne Erddruck;
2. wie vor, jedoch mit Erddruck.

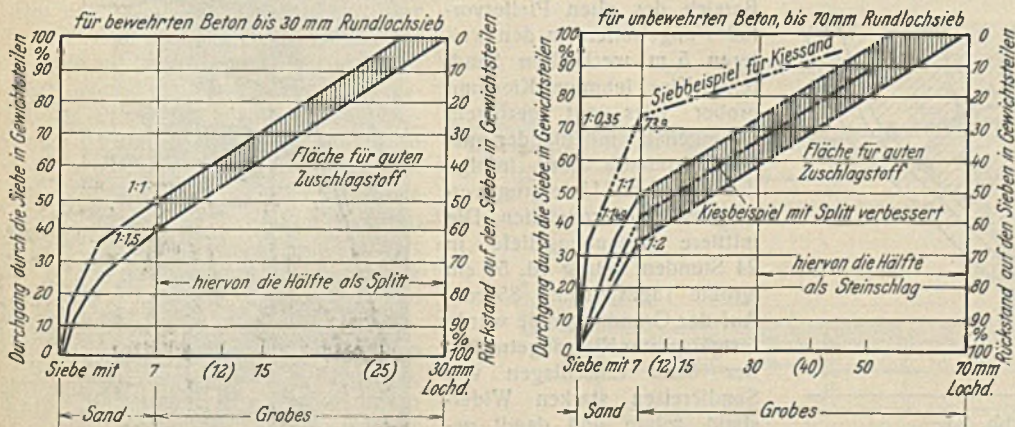


Abb. 20. Siebkurven für die Betonzuschlagstoffe.

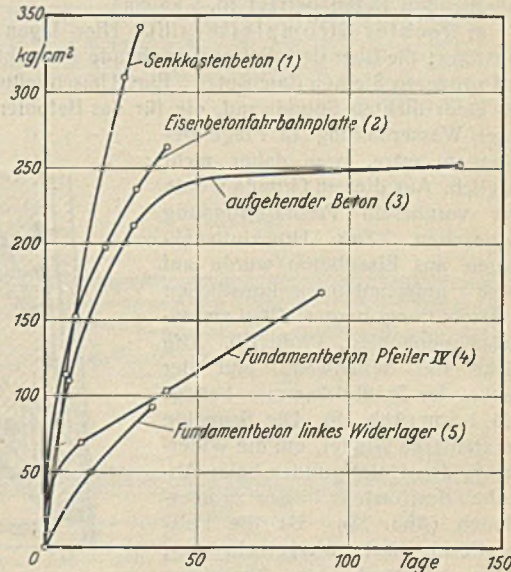


Abb. 21. Schaulinien der Betonfestigkeiten.

Als größte Bodenpressung ergaben sich dabei 7,8 kg/cm<sup>2</sup>. Dieser Wert ist bei der Güte des Untergrundes (fester Fels) ohne weiteres zulässig. Zur besseren Verbindung zwischen Fels und Beton wurden wiederum Rundeseisen im Felsen verankert. In Abständen von 20 m sind im Widerlagerkörper Dehnungsfugen einfachster Art (Bitumenanstrich mit Pappeinlage) angeordnet, die zum Ausgleich der Spannungen im Beton infolge von Temperatur und Schwindkräften bestimmt sind. In der Bruchsteinmauerverkleidung wurden die Fugen dagegen nicht durchgeführt. Während

windungen des Senkkastens auf. Im Durchschnitt wurde täglich im Dreischichtenbetrieb 20 cm tief abgesenkt (geringste Tagesleistung 1 cm). Nachdem der Senkkasten rd. 2 m im Felsen eingebunden, also gegen Unterspülung hinreichend gesichert war, wurde er ausbetoniert (Füllbeton mit einem Zementgehalt von 170 kg Zement je m<sup>3</sup> Festbeton). Der vorher gesäuberte Fels war zwar an einzelnen Stellen noch verwittert, was aber im Hinblick auf die geringen Bean-

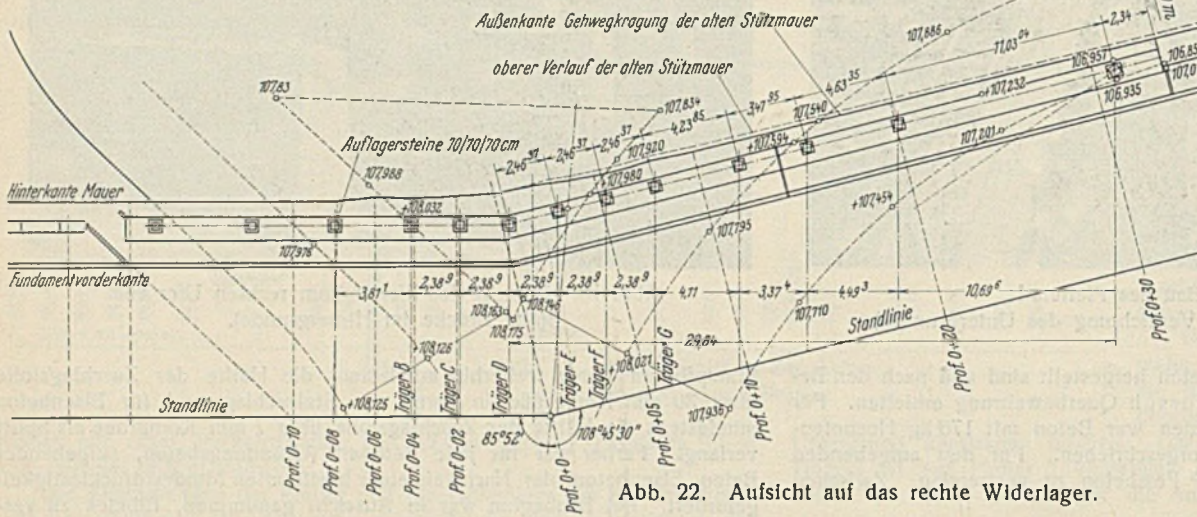


Abb. 22. Aufsicht auf das rechte Widerlager.

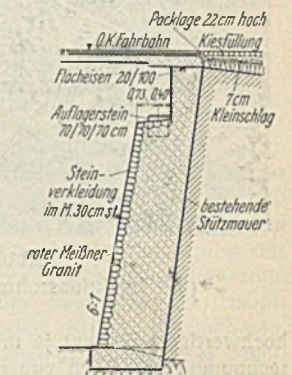


Abb. 22a. Querschnitt durch das rechte Widerlager bei Profil 0 + 10.

des harten Frostes im Dezember 1933 zeigte sich die Ausbildung einer unregelmäßig verlaufenden Fuge im Bruchsteinmauerwerk, die aber dem Auge kaum sichtbar ist.

b) Rechter Landpfeiler (IV). Die Gründung des rechten Landpfeilers erforderte ebenfalls keine besonderen Maßnahmen. Der Aushub des dicht unter der Geländeoberfläche anstehenden Felsens ging in offener Baugrube vor sich, die lediglich mit Rücksicht auf etwaiges Hochwasser der Elbe bis auf die Ordinate NN + 99,00 m mit stählernen Spundwänden (Larsen, Profil III) eingefasst war. In die Baugrube drang von der Elbe aus nur wenig Wasser ein, das mit Hilfe einer Pumpe leicht entfernt werden konnte. Vor dem Einbringen einer fetteren Schicht Gründungsbeton wurde der Felsen mit Druckwasser gesäubert und eine Sickerwasserleitung aus Tonrohren mit Schotterumpackung eingelegt. Die Gründungssohle liegt rd. 1,50 m unter Geländeoberfläche; das Fundament bindet damit ungefähr 1,25 m in den festen Felsen ein.

Als Belastung erhält der Pfeiler neben den senkrechten Kräften aus Eigengewicht und Verkehrslast waagerechte Zusatzkräfte aus der rollenden Reibung (3% der Gesamtlast, vgl. DIN 1073) in Richtung der Brückenachse und quer dazu eine waagerechte Zusatzkraft durch Wind. Um eine gleichmäßige Belastung des Pfeilers zu erzielen, wurden die Lager der kleinen Landöffnung in größerem Abstände von der Pfeilerlängsachse angeordnet als die beiden großen Lager der anschließenden Stromöffnung. Die statische Untersuchung, die mit Hilfe der erweiterten Beziehung:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}$$
 durchgeführt wurde, ergab eine größte Bodenpressung von rd. 4 kg/cm<sup>2</sup> (zulässig 15 kg/cm<sup>2</sup>), die Beanspruchung im aufgehenden Beton beträgt rd. 5 kg/cm<sup>2</sup>.

c) Rechter Strompfeiler (III). Hier lagen die Verhältnisse ungünstiger; die über dem Felsen anstehende Kesselschicht war mit Findlingen und größeren Steinen durchsetzt. Eine Umschließung der Pfeilerbaugrube mit einer dichten Spundwand, die für das Betonieren in offener Baugrube unter Wasserhaltung in Frage gekommen wäre, war daher nicht möglich. Aus diesem Grunde wurde von vornherein Preßluftgründung vorgesehen. Der Druckluftsenkkasten aus Eisenbeton wurde auf einer umspundeten künstlichen Inselfüllung hergestellt (Larsen- und Kruppbohlen, Profil III). Die Dicke der Seitenwand und der Decke der Preßluftkammer beträgt i. M. 1,5 m (Abb. 19). Die Schneide hat stählerne Winkel, um die Widerstände des Untergrundes beim Absenken des Kastens besser zu überwinden (Abb. 23). Da die Fels-oberfläche fast waagrecht lag, traten während des Absenkens keine Schwierigkeiten durch Ver-

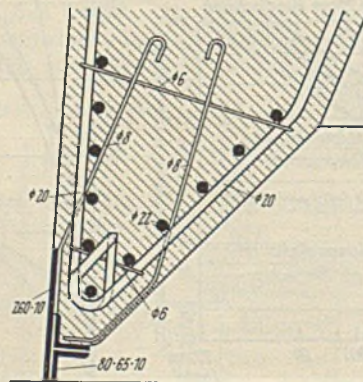


Abb. 23. Ausbildung der Senkkastenschneide.

spruchungen völlig bedeutungslos war; irgendwelche Quellen wurden nicht festgestellt. Der aufgehende Beton einschließlich der Pfeilerverkleidung wurde während des Absenkens aufgebracht.

Pfeiler III hat außer den senkrechten Kräften (aus Eigengewicht und Verkehrslast) noch die gesamte rollende Reibung der Pfeiler I, II und IV (rd. 90 t) und die Bremskraft (rd. 16 t) in Richtung der Brückenachse aufzunehmen. Quer zur Brückenachse wirken infolge von Wind rd. 50 t. Die größten Beanspruchungen, bei deren Errechnung ebenfalls die Biegung um zwei Achsen berücksichtigt wurde, betragen im aufgehenden Beton 7,5 kg/cm<sup>2</sup> und in der Bodenfuge 6 kg/cm<sup>2</sup>. Der statischen Untersuchung des Senkkastens wurde der ungünstigste Belastungsfall zugrunde gelegt: Druckluft entweichen und Wasser eindringen. Bei der Verteilung der auf die Schneide entfallenden senkrechten Kräfte wurden ein Viertel auf den waagerechten Teil der Schneide und drei Viertel auf die Schrägfläche der Schneide wirkend angenommen.

d) Linker Strompfeiler (II): Für den linken Strompfeiler lagen die Gründungsverhältnisse ähnlich wie beim Pfeiler III. Die zunächst geplante Ausführung in offener Baugrube wurde mit Rücksicht auf die Erfahrungen, die beim Rammen der Stahlsplundwände für die Inselfüllung beim Pfeiler III gemacht worden waren, aufgegeben. Außerdem mußte mit einem Aufbruch der Sohle bei Ausführung in offener Baugrube gerechnet werden, da die Spundbohlen wegen der Tieflage des Gesteins (rd. 11 m unter Geländeoberfläche) nicht bis auf den Felsen hinabgetrieben werden konnten. Es wurde deshalb Preßluftgründung ausgeführt und der Senkkasten 6,4 m unter die jetzige, 5,5 m unter die künftige Flußsohle (nach der Regulierung) abgesenkt. Beim Durchfahren der ersten 1,5 m wurde grober Kies mit großen Steinen im Bereich des alten Pfeilervorfußes angetroffen, in den weiteren 5 m wechselten Sand, feiner Kies, lehmiger Kies und grober Kies mit geringem Lehmgehalt miteinander ab. Das Absenken ging infolge der günstigen Untergrundverhältnisse rasch vonstatten. Die mittlere Absenkungstiefe in 24 Stunden betrug rd. 50 cm (größte Tagesleistung 85 cm). Auf der Gründungssohle wurde festgelagerter Kies angetroffen, der beim Einschlagen von Sondierseilen starken Widerstand zeigte und damit genügende Sicherheit für die



Abb. 24. Absenken Pfeiler II.

vorhandene Belastung bot. Eine Gefahr der Unterspülung des Pfeilers bei der erreichten Tiefe besteht nicht. Die Berechnung ergab als größte Beanspruchung im Beton  $6,1 \text{ kg/cm}^2$  und als größte Bodenpressung  $5 \text{ kg/cm}^2$  (Abb. 24, Absenkung des Pfeilers).

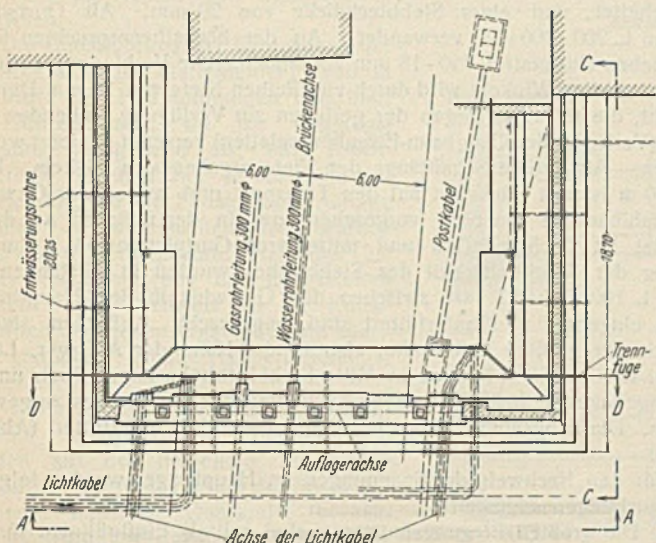


Abb. 25. Aufsicht auf das linke Widerlager.

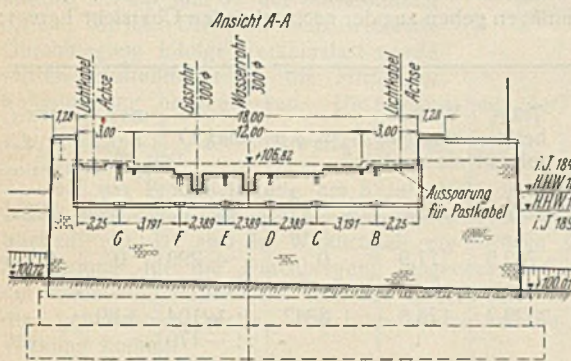


Abb. 25a. Ansicht des linken Widerlagers von der Stromseite aus.

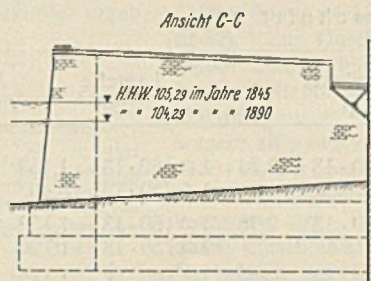


Abb. 25b. Ansicht des linken Widerlagers von unterstrom aus.

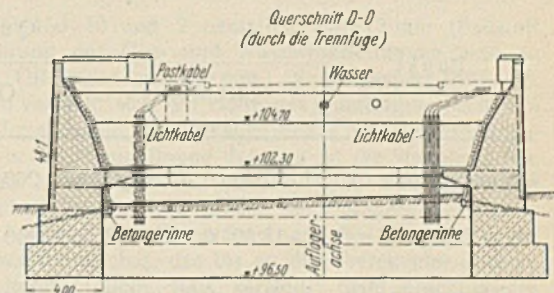


Abb. 25c. Querschnitt durch die Flügelmauern des linken Widerlagers in der Trennfuge.

e) Linker Landpfeiler (I). Die Gründungsarbeiten für den linken Landpfeiler waren insofern leichter durchzuführen, als die Gründungssohle nur rd. 1 m unter Niedrigwasser lag und bei den außerordentlich günstigen Wasserständen der Elbe während des Sommers 1933 nur mit geringem Wasserandrang gerechnet zu werden brauchte. Es wurde deshalb die Herstellung des Gründungskörpers für den Pfeiler in offener Baugrube mit Spundwandumschließung durchgeführt. Hierbei war zugleich die Möglichkeit gegeben, schwere Hindernisse, wie große Steine, alte Pfahlroste usw., ohne Schwierigkeiten zu beseitigen. Zum Schutze des Gründungskörpers, dessen Sohle rd. 5 m unter Gelände liegt, gegen Unterspülung wurde die Stahlspundwand bis zu 1 m unter die Gründungssohle gerammt und später dicht unter Gelände abgeschnitten. Der Bodenaushub ging leicht vonstatten. Nur die unterste Bodenschicht von 1 m Dicke mußte teilweise unter Wasserhaltung gewonnen werden. Die freigelegte Baugrube wies an allen Stellen Kies und Sand auf, die zum Teil mit Steinen durchsetzt waren; einzelne angetroffene Tonnester wurden beseitigt. Aus Sicherheitsgründen wurde in der Mitte eine durchgehende Sickerleitung eingebaut, die mit Klarschlag und großen Steinen umpackt wurde. Außerdem wurden sechs Injektionsrohre von 1,5" Durchm. und 4 m Länge eingesetzt, in die nach Einbringen einer 3 m hohen Betonschicht Mörtel vom Mischungsverhältnis 1:1 unter 2 at Überdruck ein-

gepreßt wurde (Abb. 17). Im unteren Teil des Gründungsbetons wurde weiter noch ein Trägerrost aus alten Schienen zwecks gleichmäßiger Verteilung der Kräfte eingelegt. Mit Rücksicht auf etwaige aggressive Grundwässer wurde der Hochfenzementgehalt auf  $200 \text{ kg je m}^3$  Festbeton erhöht. Die größte Bodenpressung erreichte  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ , die Beanspruchung im aufgehenden Beton rd.  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

f) Linkes Widerlager. Das linke Widerlager wies ähnliche Bau- und Grundverhältnisse auf wie der benachbarte Landpfeiler I. Auch hier zeigten sich vereinzelt Tonlinsen, im übrigen wurde grober Kies angetroffen, auf den ohne Bedenken gegründet werden konnte. Wasserhaltung war nur in sehr geringem Maße erforderlich. Zur besseren Druckübertragung ist auch hier im unteren Teile des Fundamentbetons ein Trägerrost aus Altschienen eingelegt worden. Um eine größere Standsicherheit zu erzielen, wurden die Widerlager- und Flügelmauern im unteren Drittel noch durch einen Eisenbetonsporn verstärkt, der 1,5 m weit in die Hinterfüllung hineinragt (Abb. 25 u. 25 a bis c). Die größte Bodenpressung wurde zu  $3,2 \text{ kg/cm}^2$  und die größten Betonbeanspruchungen zu  $2,6 \text{ kg/cm}^2$  ermittelt.

## VII. Der Stahlüberbau.

### A. Allgemeines.

Die Hauptbrücke ist ein durchlaufender Träger, der über drei Öffnungen mit Stützweiten von  $51,0 \text{ m} - 61,2 \text{ m} - 51,0 \text{ m}$  hinwegläuft. Er besteht aus zwei einwandigen Hauptträgern, deren Abstand  $13,5 \text{ m}$  beträgt (Abb. 26). In den Entwürfen des Ideenwettbewerbes vom Jahre 1928 war vorgesehen, den Querschnitt seines ungewöhnlichen Ausmaßes wegen (geringe Bauhöhe) doppelwandig auszuführen. Die Erfahrungen der letzten Jahre haben jedoch gezeigt, daß sich derartige Blechträger auch einwandig herstellen lassen, sofern nur für eine genügende Ausbeul-

sicherheit des Stehbleches und für entsprechende Überleitung und Aufnahme der Scherkräfte gesorgt wird (vgl. hierzu die „Kaditzer Elbbrücke“ unterhalb Dresdens und die „Drei-Rosen-Brücke“ in Basel). Die fortgeschrittene Theorie der Stabilität ebener Platten ermöglicht heute eine einwandfreie Berechnung der Knicksicherheit der Stehbleche und der

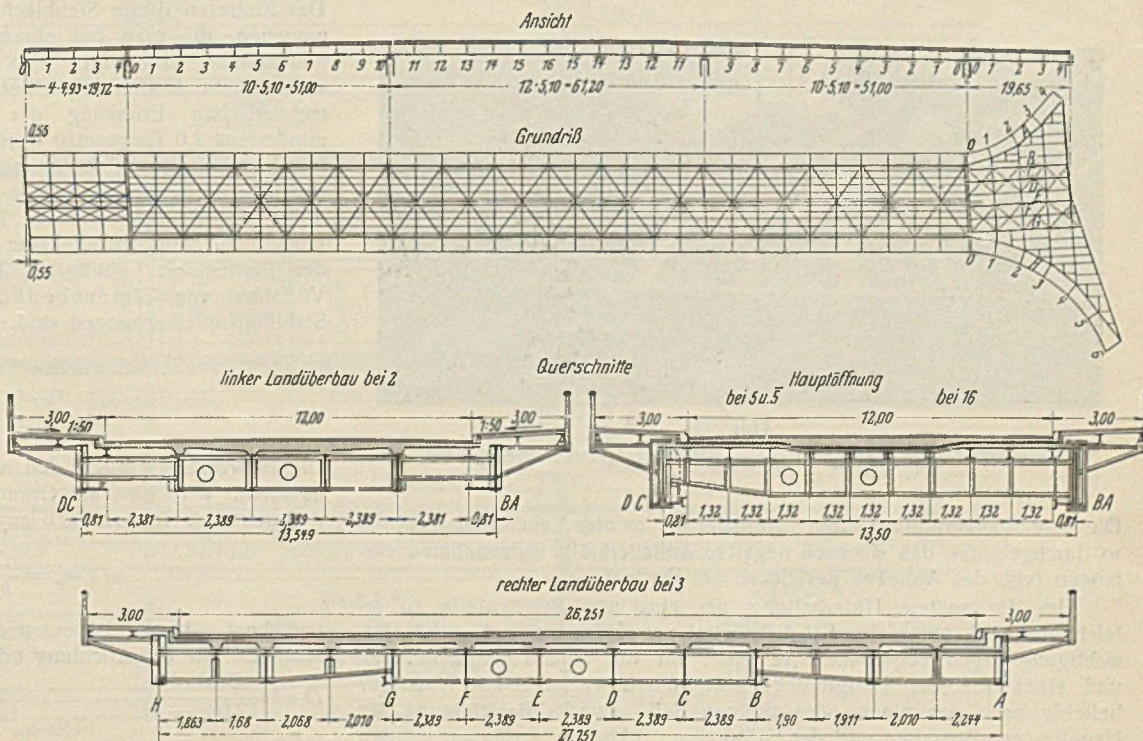


Abb. 26. Ansicht, Grundriß und Querschnitte des Stahlüberbaues.

Ausstufungen derartiger Blechträger. Vom wirtschaftlichen Standpunkte aus gesehen, bringt der einwandige Querschnitt auch eine erhebliche Gewichtersparnis und damit wesentlich geringere Unterhaltungskosten (für Anstriche usw.). Als Material für die Hauptträger wurde wegen der hohen Belastung (Klasse I) und der verhältnismäßig geringen Bauhöhe ausschließlich St 52 verwendet. Zwischen den Hauptträgern sind in Abständen von 5,1 m einwandige Querträger, ebenfalls aus St 52, angeordnet, an die sich außerhalb der Hauptträger in der Achse der Querträger einwandige Konsole zur Aufnahme der 3 m breiten Gangbahnen anschließen. Auf den Querträgern ruhen in Abständen von 1,32 m die Fahrbahn längsträger. Zur Erhöhung der Seitensteifigkeit sind abwechselnd je zwei Fahrbahn längsträger durch □-Eisen miteinander verbunden. Der Windverband liegt in Höhe des Obergurtes der Querträger.

In der linken Landöffnung sind sechs einwandige Hauptträger (St 37) nebeneinander verlegt. Diese tragen unmittelbar die Eisenbetonfahrbahntafel und sind gegenseitig durch einwandige Querverbände (St 37) alle 4,93 m versteift. In der Obergurtebene der Querrahmen liegt der Windverband.

Weit verwickelter ist die Konstruktion der rechten Landöffnung. Dort konnten die rechtwinklig an die Brücke anschließenden Straßen infolge der dichten Bebauung nicht verändert werden, sie waren vielmehr in Anbetracht des starken Verkehrs in möglichst flachem Bogen auf die Brücke zuzuführen. Dadurch entstand im Grundriß ein trompetenförmiges Gebilde, in dessen Mittelteil sechs einwandige Hauptträger — durch Querrahmen und Windverbände zusammengehalten — nebeneinander verlegt sind. Seitlich wird das Brückengerippe durch gekrümmte Randhauptträger begrenzt (Baustoff oberstrom St 52 wegen der größeren Stützweite, unterstrom St 37). Die zwischen den Randhauptträgern und dem

B. Konstruktive Einzelheiten und Berechnung der Hauptbrücke.

a) Hauptträger.

Der Hauptträger ist ein durchlaufender Balken mit veränderlicher Stehblechhöhe, wechselnd zwischen 1,736 m am Auflager und 2,310 m im Scheitel, und einer Stehblechdicke von 20 mm. Als Gurtwinkel wurden L 200 · 200 · 18 verwendet. An der höchstbeanspruchten Stelle sind sieben Gurtplatten 750 · 18 mm vorhanden. Die Verbindung der Gurtplatten mit den Winkeln wird durch vier Reihen Niete von 29 mm Durchm. erreicht, die teilweise wegen der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe (Verlegen der Gangbahn-Eisenbetonplatten) versenkt genietet werden mußten. Als größte Schaftlänge der Niete ergaben sich 16,4 cm. Rund alle 10 m ist mit Rücksicht auf den Transport und wegen des Gewichts der Stahlbauteile ein Stoß vorgesehen, der in der üblichen Art durchgebildet ist (Stehblechstoß und mittelbarer Gurtplattenstoß). Zur Erhöhung der Knicksicherheit des Stehbleches wurden in Abständen von 1,7 m L 100 · 200 · 12, die zwischen den Gurtwinkeln des Hauptträgers genau eingepaßt und unterfüttert sind, angebracht. Außerdem sind im Bereich der größten Querkräfte, also in der Nähe der Auflager, Längswinkel L 100 · 150 · 14 innen in Mitte Stehblechhöhe angeordnet, um dadurch genügende Sicherheit gegen Ausbeulen des Stehbleches zu gewährleisten. Die Längswinkel sind im allgemeinen nicht unterfüttert (Abb. 28 u. 29).

Für den Nachweis der Spannungen im Hauptträger wurden folgende Untersuchungen angestellt:

α) Die größten Biegemomente sind mittels Einflußlinien für den zweifach statisch unbestimmten Träger unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes ermittelt worden. Die größten Momente und Spannungen gehen aus der nachstehenden Übersicht hervor:

Punkt	Querschnitt F				Trägheitsmoment	Widerstandsmoment	$M_g + \eta p$	max Q	max $\sigma$ $\sigma_{zul} = 2,1 \text{ t/cm}^2$	max $\tau$ $\tau_{zul} = 1,68 \text{ t/cm}^2$
	Stehblech dm <sup>2</sup>	Gurtwinkel dm <sup>2</sup>	Lamelle dm <sup>2</sup>	F <sub>ges.</sub> dm <sup>2</sup>						
Endaufl. (0 u. 0)	$1 \cdot 17,40 \cdot 0,20 = 3,48$	$4 \text{ L } 200 \cdot 200 \cdot 18 = 2,76$	$4 \varnothing 160 \cdot 18 = 1,152$ $4 \varnothing 750 \cdot 18 = 5,40$	12,79	782,9	77,9	0	+ 299	0	0,91
Mitte Endfeld (5 u. 5)	$1 \cdot 18,80 \cdot 0,20 = 3,76$	$4 \text{ L } 200 \cdot 200 \cdot 18 = 2,76$	$4 \varnothing 160 \cdot 18 = 1,152$ $12 \varnothing 750 \cdot 18 = 16,20$	23,87	2029,2	176,8	+ 3342	$l: - 104$ $r: - 170$	1,89	—
Stütze (10 u. 10)	$1 \cdot 21,30 \cdot 0,20 = 4,26$	$4 \text{ L } 200 \cdot 200 \cdot 18 = 2,76$	$4 \varnothing 160 \cdot 18 = 1,152$ $14 \varnothing 750 \cdot 18 = 18,90$	27,07	2978,2	228,5	- 4787	- 454 + 454	2,09	1,05
Mitte Brücke (16)	$1 \cdot 23,10 \cdot 0,20 = 4,62$	$4 \text{ L } 200 \cdot 200 \cdot 18 = 2,76$	$4 \varnothing 160 \cdot 18 = 1,152$ $8 \varnothing 750 \cdot 18 = 10,80$	19,33	2222,0	164,5	+ 3256	± 104	1,98	—

mittleren Trägerrost verbleibenden Dreieckflächen wurden je durch einen Quer- und Längsträgerrost überbrückt (Abb. 27).

Sämtliche Lager der vorbeschriebenen Trägereile sind in der bekannten Art als feste und bewegliche Lager ausgebildet (Baustoff Stg 52,8).

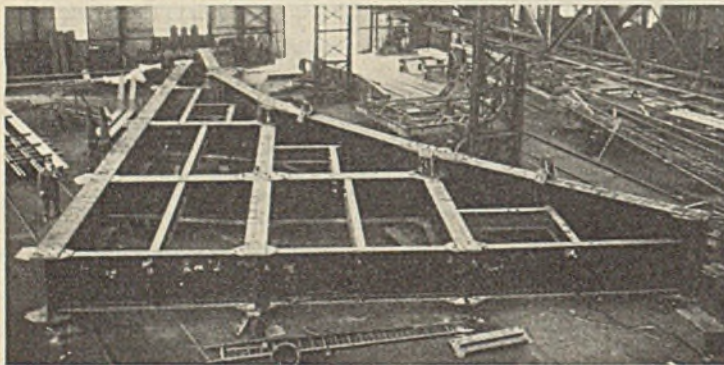


Abb. 27.

Unterstromige Trompete, in der Werkstatt zusammengebaut.

Die beiden äußeren landseitigen Auflager der rechten Landöffnung wurden so durchgebildet, daß sie auch negative Auflagerkräfte aufzunehmen vermögen (vgl. das Abheben der Ecken bei Platten).

Um die spätere Unterhaltung der einzelnen Brückenteile zu erleichtern, sind unter der Fahrbahn drei von Hand zu bedienende Besichtigungswagen angeordnet, je einer für die beiden Landöffnungen und einer für die Hauptbrücke, die durch verschlebbare Ausleger beliebig nach der einen oder anderen Seite zwecks Besichtigung der Hauptträgeraußenseiten und der Fußwegkonstruktionen verlängert werden können.

β) Beim Überschreiten einer gewissen kritischen Druck- oder Schubspannung sucht sich das ebene Stehblech in Falten zu legen, die entweder senkrecht stehen, wenn die kritische Biegespannung erreicht wird, oder schräg verlaufen, wenn der kritische Schub den Ausschlag gibt. Das Eintreten dieser Stehblechfaltung ist mit der gleichen Sicherheit zu umgehen, die man bei einem Zugstab gegen das Überschreiten der Streckgrenze anwendet. Die Faltsicherheit ist mit Rücksicht auf unvermeidliche Ausführungsfehler und auf gewisse Unsicherheiten in der rechnerischen Erfassung der maßgebenden Spannungszustände auf mindestens 2,0 festgesetzt worden. Zwecks Erzielens der erforderlichen Faltsicherheit wurde das Stehblech durch die oben beschriebenen Quer- und Längssteifen in rechteckige Plattenfelder aufgeteilt, die für sich allein unter der Annahme starrer Ränder untersucht wurden. Die Steifen müssen ihrerseits so bemessen sein, daß sie den Auflagerbedingungen der Plattenfelder genügen. Bei der Untersuchung wurde nach dem Verfahren von Timoschenko<sup>1)</sup> vorgegangen. Die Grundlage für die Stabilitätsuntersuchungen sind die Gleichungen:

$$\begin{aligned} \sigma_{kr} &= k d \cdot \sigma_e \text{ für Druck} \\ \tau_{kr} &= k s \cdot \sigma_e \text{ für Schub} \\ \sigma_{okr} &= k b \cdot \sigma_e \text{ für Biegung.} \end{aligned}$$

Die Beiwerte  $k$  wurden den von Timoschenko berechneten Tafeln entnommen.  $\sigma$  ist eine auf Grund der Euler-Hyperbel ermittelte Spannung, die sich nach Timoschenko aus der Formel:

$$\sigma_e = \frac{D \pi^2}{b^2 \cdot \delta} = \frac{E \pi^2}{11} \left( \frac{\delta}{b} \right)^2$$

berechnet. Hierin bedeuten  $\delta$  die Stehblechdicke,  $b$  die Plattenbreite senkrecht zur Druckrichtung oder die kleinere Seite des Schubfeldes und

$$D = \frac{E m^2 \cdot \delta^3}{12 (m^2 - 1)}$$

<sup>1)</sup> Vgl. Eisenbau 1921, S. 147, Über die Stabilität versteifter Platten.

Auf die Berechnung der Steifen soll hier nicht näher eingegangen werden. Wegen der nicht einfachen Untersuchung wird auf die Arbeit von Timoschenko verwiesen.

Die Durchführung der Berechnung der Fallsicherheit der Plattenfelder ergab in der Mitte der Hauptöffnungen und über den Mittelstützen, wo die Biegespannung maßgebend ist, eine Knicksicherheit von über 2,0. In der Nähe der Stützpunkte, wo die Fallsicherheit infolge Schubes zu untersuchen ist, wurden ebenfalls Sicherheitswerte von über 2,0 unter Berücksichtigung der Längssteifen ermittelt. Der Nachweis für die Knicksicherheit der Steifen ergab, daß sie sämtlich genügend große Trägheitsmomente aufweisen.

γ) Die für die Aufstellung der Stahlbauteile maßgebenden Überhöhungen wurden aus der Biegelinie für Eigengewicht, bei der der Einfluß der Biegemomente und der Querkräfte berücksichtigt wurde, festgestellt. Als größte Durchbiegung ergaben sich in der Seitenöffnung 9,1 cm und in der Mittelöffnung 6,7 cm. Die nach DIN 1073 nachzuweisende Durchbiegung infolge Verkehrslast wurde mittels Einflußlinien für die Mitte der Seitenöffnung nachgewiesen. Die Auswertung der Einflußlinie ergab 7,8 cm, also  $\frac{1}{650}$  der Stützweite (zulässig  $\frac{1}{600}$ ).

Bei der Probelastung am 5. Juni 1934 mit Dampfwalzen, Omnibussen usw. ergab sich, daß die gemessenen Werte unter den berechneten blieben. Es ist also in Wirklichkeit die Brücke steifer, als in der Berechnung für die Durchbiegung angenommen wurde (Mitwirkung der Eisenbetonfahrbahnplatte und der Querverbände). Weiterhin zeigten die gemessenen Werte, daß der durchlaufende Träger voll zur Wirkung kommt.

b) Die Querträger.

Die Querträger sind rechtwinklig zur Ebene der Hauptträger angeordnet bis auf die Querträger über den Pfeilern, die wegen der Schräglage der Brücke zu den Pfeilern schiefwinklig verlegt sind. Ihr Querschnitt ist vollwandig und hat folgende Abmessungen: Stehblech

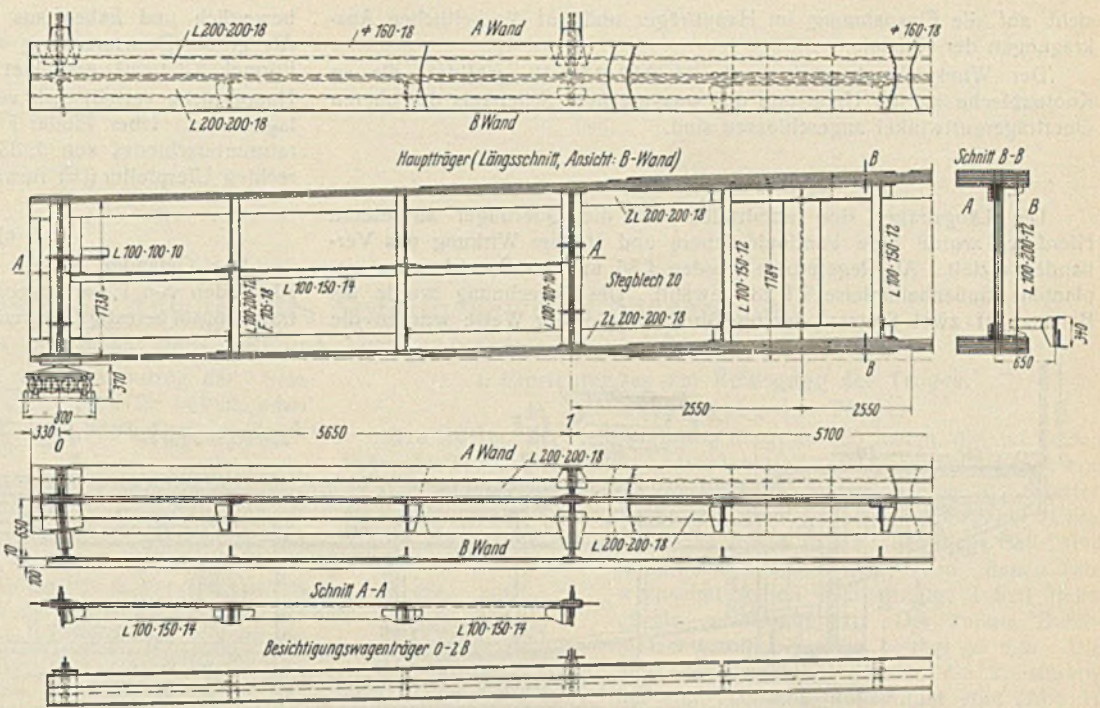


Abb. 28. Hauptträger (Längsträger, Ansicht B-Wand) zwischen Knoten 0 und 1.

1180 · 10 mm, 4 L 100 · 150 · 10 und 2 Lamellen 330 · 12 mm (Baustoff St 52). Zur Durchführung der Gas- und Wasserrohrleitungen sind in halber Stehblechhöhe Öffnungen von 600 mm l. W. ausgespart (Abb. 30). In den Seitenöffnungen verjüngt sich die Höhe des Querträgers nach den Hauptträgern zu, um freien Raum für die Laufschiene des Besichtigungswagens zu gewähren, in der Hauptöffnung dagegen ist die Stehblechhöhe 1180 · 10 mm bis zum Hauptträger voll durchgeführt, weil genügend Unterbringungsmöglichkeit für die Laufschiene des Besichtigungswagens vorhanden ist. Der Anschluß des Querträgers an den Hauptträger ist durch Einschieben eines Stehbleches, das bis an die oberen und unteren Gurtwinkel des Hauptträgers reicht, stark versteift; beim Anschluß des Konsols ist ähnlich verfahren worden. Bei den schiefen Querträgern sind die Anschlußwinkel entsprechend gebogen. Unter den Fahrhahn-längsträgern ist der Querträger durch zwei hintereinander angeordnete L 80 · 120 · 10, die unterfüttert und gegen den oberen Winkel des Querträgers genau eingepaßt sind, ausgesteift. Für den Spannungsnachweis wurde der Querträger als Balken auf zwei Stützen gerechnet ohne Rück-

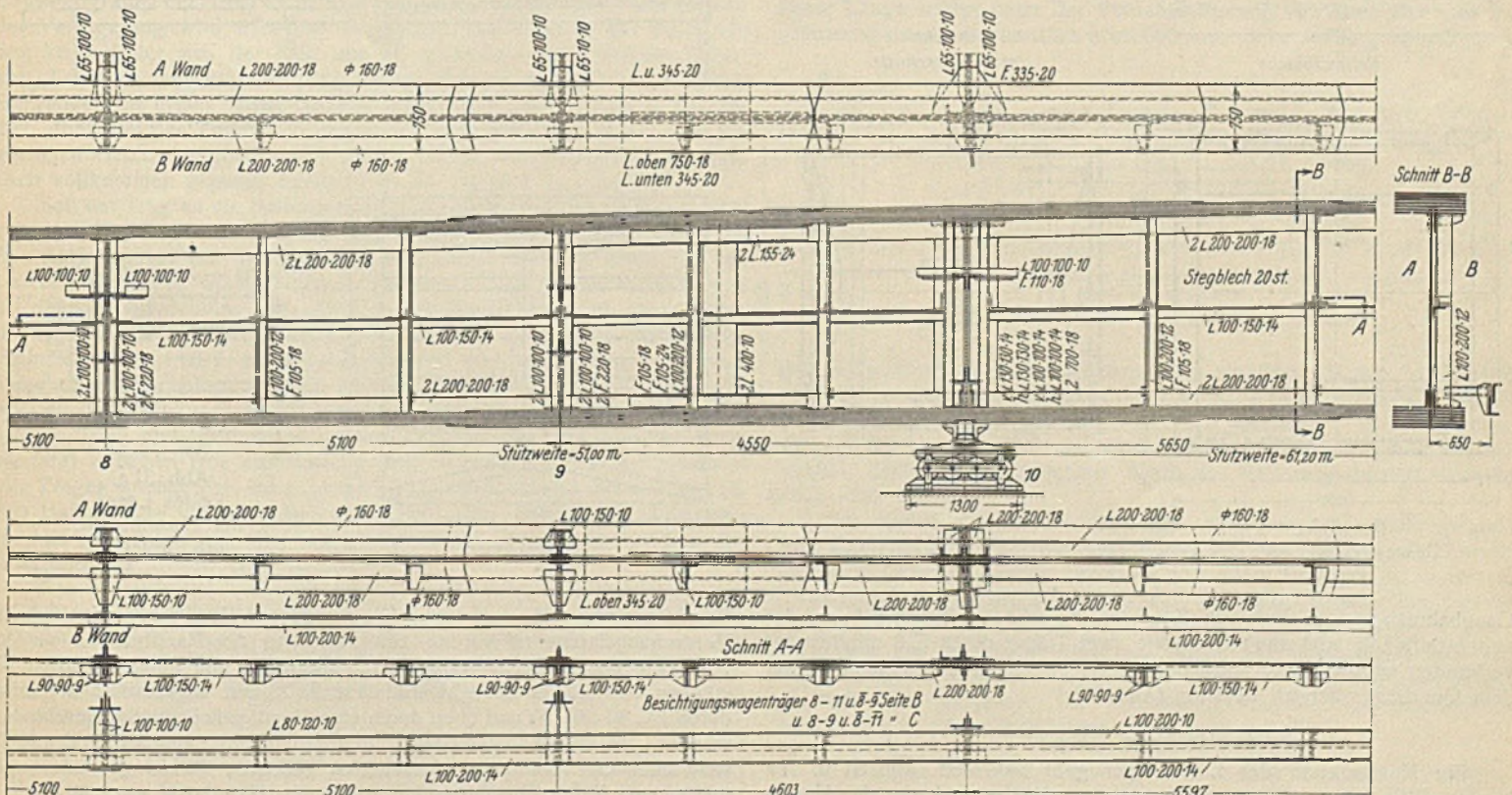


Abb. 29. Hauptträger (Längsschnitt, Ansicht B-Wand) zwischen Knoten 8 und 10.

sicht auf die Einspannung im Hauptträger und auf die seitlichen Auskragungen der Konsole.

Der Windverband wird durch 2 L 110·110·10 gebildet, die an Knotenbleche an der Unterseite des waagerechten Schenkels der oberen Querträgergurtwinkel angeschlossen sind.

c) Die Längsträger.

Die Längsträger sind unmittelbar auf die Querträger aufgesetzt. Hierdurch wurde eine kontinuierlichere und steifere Wirkung des Verbandes erzielt. Als Regelprofile wurden I 36 und im Bereiche der geplanten Straßenbahngleise IP 28 gewählt. Die Berechnung wurde als Balken auf zwei Stützen durchgeführt. In gleicher Weise wurden die

beweglich und haben aus konstruktiven Gründen vier Rollen erhalten. Als größte Beanspruchung wurden für die Rollen nach der Hertzschen Formel 8,3 t/cm<sup>2</sup> errechnet ( $\sigma_{zul} = 8,5 \text{ t/cm}^2$ ). Die Längsdehnung der Hauptbrücke verteilt sich vom Strompfeiler III aus nach beiden Widerlagern zu. Über Pfeiler I entstehen unter der Annahme eines Temperaturunterschiedes von  $\pm 35^\circ$  Bewegungen von  $\pm 8 \text{ cm}$  und über dem rechten Uferpfeiler (IV) Bewegungen von  $\pm 4 \text{ cm}$ .

e) Das Geländer.

Das Geländer besteht aus senkrechten Pfosten 45/60 mm, die in Abständen von 1,7 m angeordnet sind; jeder dritte Pfosten ist am Querträgerkonsol befestigt, während die dazwischenliegenden nur an den Fußweg-

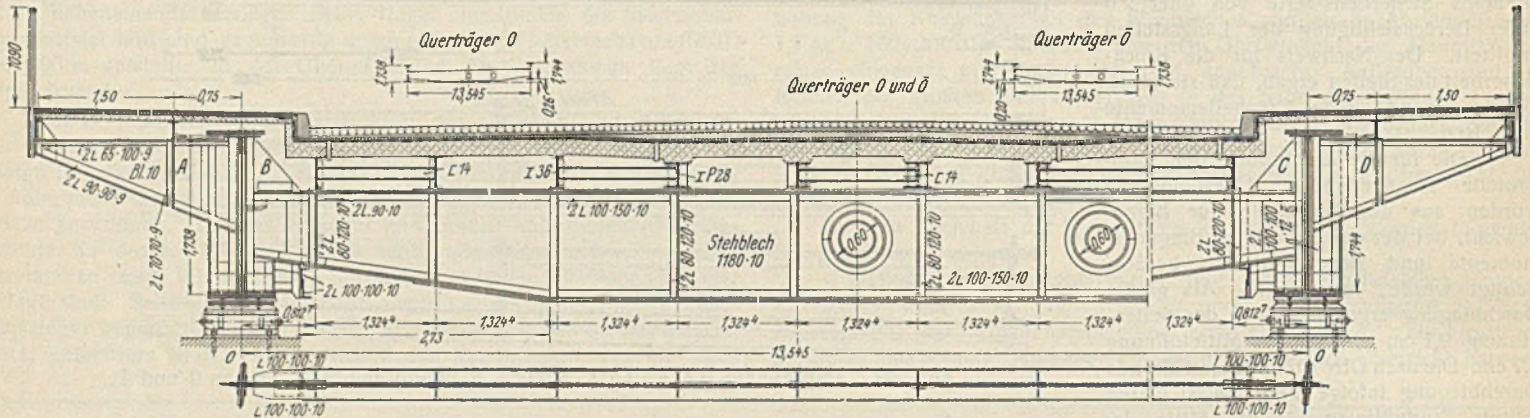


Abb. 30. Querträger über Knoten O und O.

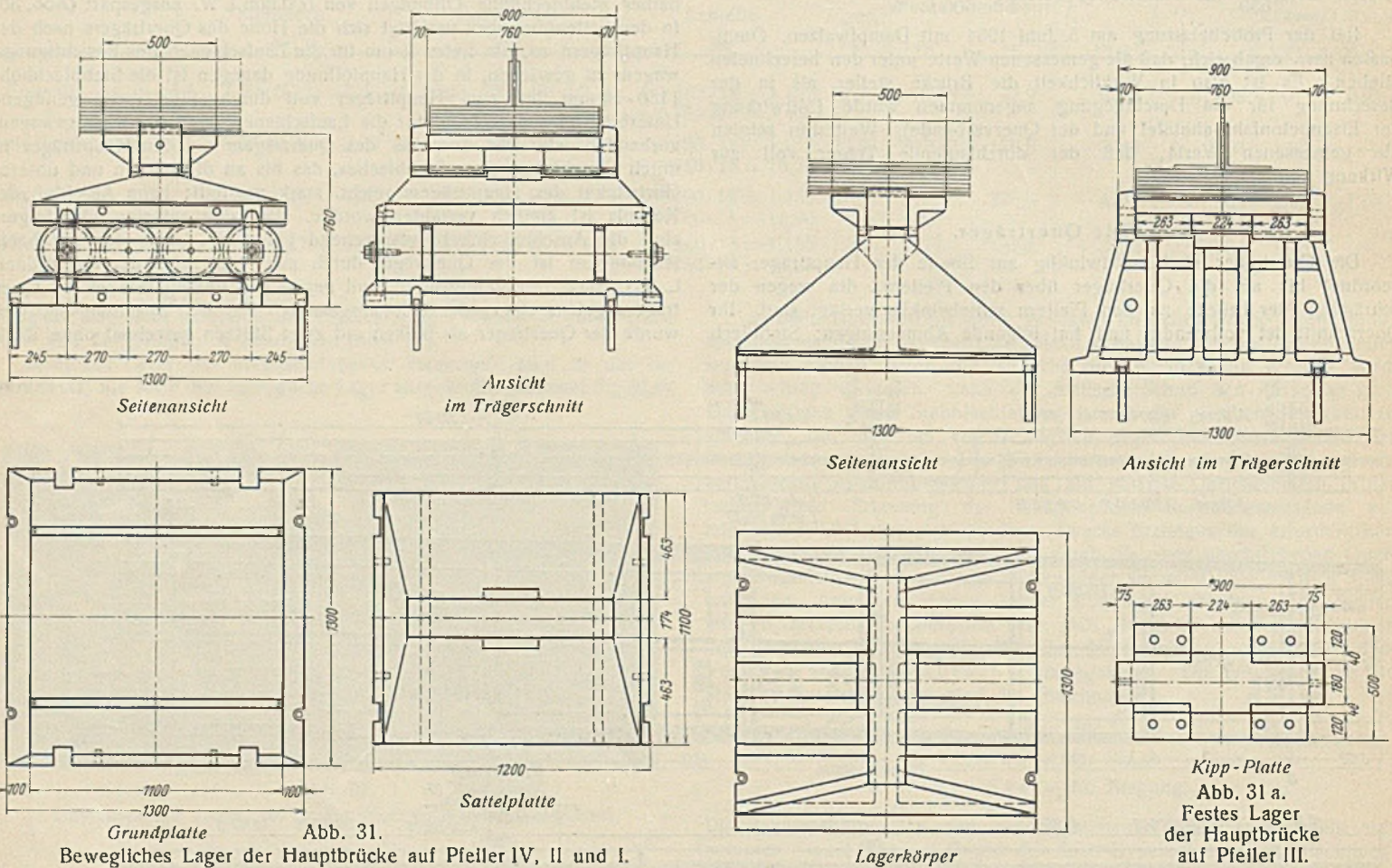


Abb. 31. Bewegliches Lager der Hauptbrücke auf Pfeiler IV, II und I.

Gangbahnlängsträger auf den Konsolen berechnet. Zur Erhöhung der Seitensteifigkeit sind abwechselnd je zwei Träger durch C 8 miteinander verbunden worden. Die Fahrbahnlängsträger sind mittels Schrauben auf dem Querträgerobergurt befestigt (Abb. 30).

d) Die Lagerkörper.

Die Konstruktion der Lagerkörper geht aus den Abb. 31 u. 31a hervor. Wie schon früher erwähnt, liegen die festen Lager der Hauptbrücke auf dem rechten Strompfeiler (III), alle anderen Lager sind

Randträger angeschlossen sind. Die von diesem Randträger aufnehmbaren Verdrehungsmomente wurden zur Entlastung der Hauptpfosten an den Konsolen mit in Rechnung gestellt. Zwischen den Pfosten sind in Abständen von 0,17 m einfache Füllstäbe 25/25 mm angebracht, die unten durch 1 L 80·80·10 und oben durch eine Handleiste Profil 8 abgeschlossen werden. An den Bewegungsfugen über den beiden Landpfeilern (I und IV) sind über die Handleiste Manschetten gezogen, die Längenänderungen infolge von Temperaturschwankungen in der Handleiste ermöglichen.

(Schluß folgt.)



Alle Rechte vorbehalten.

## Die maschinellen Anlagen des Schiffshebwerks Niederfinow.

Von Regierungs- und Baurat Hans Koch und Maschinen-Ingenieur Krüger VDI, Potsdam.

Das Schiffshebwerk Niederfinow stellt einen Seilaufzug dar. Sein Fahrstuhl ist ein mit Wasser gefüllter Trog, der die zu befördernden Schiffe aufnimmt. Das Gewicht des Troges und seiner Last ist durch Gegengewichte vollständig ausgeglichen.

Die Gegengewichte hängen an Seilen, die über Seilscheiben auf dem Hebewerksgerüst geführt sind. Die Gewichte sind so bemessen, daß bei einer Trogfüllung von 2,5 m Wassertiefe vollkommenes Gleichgewicht herrscht. Zur Bewegung des Troges sind dann nur Seil- und Lagerreibungen zu überwinden. Diese Reibung entspricht in der Ruhe einer Last von etwa 20 t und vermindert sich in der Bewegung bis auf etwa 10 t. Jede Änderung der Trogfüllung um 1 cm bedeutet eine Belastungsänderung des Troges um 10 t und verursacht eine entsprechende Vermehrung bzw. Verminderung der Antriebskraft. Die zur Bewegung des Troges erforderliche Kraft wird durch vier Antriebsmaschinen aufgebracht, die auf dem Überbau des Troges angeordnet und durch eine Ringwellenleitung miteinander verbunden sind. Die Antriebsmaschinen treiben je ein schweres Ritzel, das in eine Zahnstockleiter am Hebewerksgerüst eingreift. Der Trog wird mit einer Geschwindigkeit von 12 cm/sek bewegt, so daß sich für den Hub von 36 m eine Gesamtfahrzeit von 5 min ergibt.

Da der Trog mit Seilen und Gegengewichten ein in hohem Maße federndes System darstellt, müssen am Beginn und Ende der Bewegung Stöße oder plötzliche Geschwindigkeitsänderungen vermieden werden, damit Schwingungen des Troges und der Gegengewichte nicht auftreten. Die Geschwindigkeit des Troges wird daher auf elektrischem Wege so geregelt, daß sie allmählich zunehmend beginnt und allmählich abnehmend ausläuft. Die volle Trogesgeschwindigkeit, die 12 cm/sek beträgt, wird nach etwa 20 sek und etwa 1 m Weg erreicht. In gleicher Weise verläuft auch die Verzögerung der Bewegung. Auf diese Weise ist es gelungen, eine vollkommen stoß- und schwingungsfreie Bewegung zu erzielen. Am Schluß der Verzögerung tritt jedoch nicht sogleich Stillstand der Bewegung ein, vielmehr läuft der Trog mit der Geschwindigkeit von 1 cm/sek noch etwa 30 cm weiter. In diesem Bereich der gleichförmigen langsamen Bewegung muß der Trog zum Stillstande gebracht werden. Der Beginn der Verzögerung wird daher so eingestellt, daß etwa in der Mitte der Strecke, auf der sich der Trog mit der gleichförmigen Geschwindigkeit von 1 cm/sek bewegt, der Haltungswasserstand erreicht ist. Kleine Schwankungen dieses Wasserstandes fallen dann immer noch in den für das Anhalten des Troges vorgesehenen Bewegungsabschnitt. Aus der geringen Geschwindigkeit von 1 cm/sek heraus ist es möglich, ein praktisch vollkommen genaues Anfahren an die Haltung zu erzielen.

Soll der Trog an die Haltung angeschlossen werden, so ist es zunächst erforderlich, ihn so festzusetzen, daß er den Spaltwasserdruck und auch den Anpressungsdruck der Dichtungsvorrichtung, die ihn beide von der Haltung abdrücken wollen, aufnehmen kann. Dies geschieht durch eine Verriegelungsvorrichtung, die den Trog mit der Haltung bzw. dem Hebewerksgerüst verklammert. Nachdem Trog und Haltung so miteinander verbunden sind, wird ein Dichtungsrahmen von der Haltung gegen das Trogende vorgeschoben. Sodann wird der zwischen Trog- und Haltungstor befindliche Spalt von der Haltung her mit Wasser gefüllt. Nunmehr können Trog- und Haltungstor geöffnet werden, wodurch die Ein- bzw. Ausfahrt zwischen Trog und Haltung freigegeben wird. Vor der Rückfahrt des Troges spielen sich diese Vorgänge in umgekehrter Reihenfolge ab. Die Haltungstore werden gesenkt, der Spalt wird entleert, der Dichtungsrahmen zurückgezogen, die Trogverriegelungen werden gelöst, und die Rückfahrt des Troges kann beginnen.

Die maschinellen Anlagen dienen vornehmlich zur Bewegung des Troges und zum Anschluß des Troges an die Haltungen. Weiterhin umfassen sie die Nebeneinrichtungen zum Füllen und Entleeren des Troges, zum Ein- und Austeiden der Fahrzeuge, sowie die Pumpen, Krane und Aufzüge. Die bauliche Ausführung dieser Anlagen wird im folgenden beschrieben<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Die Gewichts- und Bewegungsbedingungen sind in dem Aufsatz: „Mechanik des Hebewerks Niederfinow“ von Ministerialrat Burkowitz VDI, Berlin, behandelt. Bautechn. 1934, Heft 32, S. 411.

### I. Einrichtungen zur Bewegung des Troges.

#### A. Die Aufhängung des Troges.

Die Seile. Der Hebewerkstrog hängt an 256 Seilen, die auf beiden Seiten des Troges gleichmäßig angeordnet sind. 192 dieser Seile dienen zum Gewichtsausgleich und sind durch Gegengewichte von etwa 20 t belastet. An den übrigen 64 Seilen hängen die Führungsrahmen der Gegengewichte, so daß diese Seile nur etwa 4 t zu tragen haben. Sämtliche Seile sind

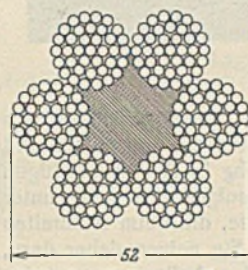


Abb. 1. Seilquerschnitt.

Rundlitzenlängsschlagseile, von denen abwechselnd 1 Seil rechtsgängig, 1 Seil linksgängig geschlagen ist. Der äußere Durchmesser sämtlicher Seile beträgt 52 mm. Die Seile bestehen aus 6 Litzen, die kreisförmig um eine Hanfseile angeordnet sind (Abb. 1). Jede Litze enthält 37 Drähte von je 2,4 mm Durchm., und zwar 18 in einer äußeren Lage, 12 in einer inneren Lage, 6 in einer Herzlage und einen Herzdraht. Die Gesamtzahl der Drähte beträgt demnach 222. Das Material der Drähte hat eine Festigkeit von 15 000 kg/cm<sup>2</sup>. Das Seil wiegt 9,6 kg/lfdm.

Die zweckmäßigste Machart der Seile ist auf Grund eingehender Versuche<sup>2)</sup> ausgewählt worden, die den Zweck hatten, ein Seil zu finden, das einerseits einen möglichst geringen Seilwiderstand beim Überlaufen über die Seilscheibe, andererseits eine möglichst lange Lebensdauer hat. Die Seilversuche erstreckten sich auf Längsschlagseile, Kreuzschlagseile, Rundlitzenseile und Dreikantlitzenseile verschiedener Drahtseilwerke. Das gewählte Rundlitzenlängsschlagseil weist bei der betriebsmäßigen Belastung und Umlaufgeschwindigkeit einen Biegungswiderstand auf, der zu seiner Überwindung eine Last von 92 kg erfordert. Seine Lebensdauer wird durch durchschnittlich 43 Drahtbrüche bei 180 000 Doppelbiegungen gekennzeichnet. In Abb. 2 ist die Prüfmaschine dargestellt, auf der die Biegeversuche ausgeführt worden sind.

Die Länge der einzelnen Seilstücke beim Hebewerk beträgt 56,70 m. Diese Länge erfährt unter der Betriebsbelastung von etwa 20 t eine Vergrößerung um durchschnittlich etwa 600 mm. Bei einer so großen Dehnung

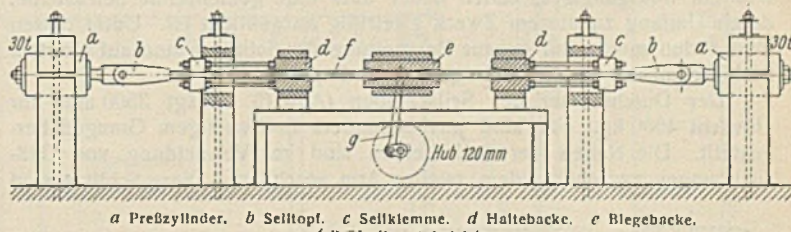


Abb. 2. Schema der Seilbiegemaschine.

der Seile treten jedoch zwischen den einzelnen Seilen beträchtliche Längsunterschiede auf, die bei der Montage zu Schwierigkeiten geführt hätten. Die Seile wurden daher sämtlich vorgereckt. Sie erhielten auf diese Weise bereits eine bleibende Dehnung von etwa 400 mm. Die weitere elastische Verlängerung durch die Belastung beträgt dann nur noch etwa 200 mm.

Das Recken der Seile wurde auf einer besonders dafür gebauten Maschine (Abb. 3) vorgenommen. Dabei wurde jedesmal ein Seilstück, das zwei Gebrauchslängen entsprach und durch Seiltöpfe zu einem endlosen Bande zusammengeschlossen war, über zwei Seilscheiben hin- und herbewegt. Die Spannung im Seil wurde zur Verstärkung des Reckvorganges auf 30 t (gegenüber nur etwa 20 t Betriebslast) bemessen, während die Umlaufgeschwindigkeit des Seiles der Betriebsgeschwindigkeit am Hebewerk entsprach. Die praktisch erreichbare bleibende Dehnung wurde bereits nach achtstündiger Reckdauer erzielt.

<sup>2)</sup> Dr.-Ing. Freund, Versuche mit Drahtseilen und Seilscheibenlagern für das Schiffshebwerk Niederfinow. Z. d. VDI 1929, Heft 3, S. 73 ff.

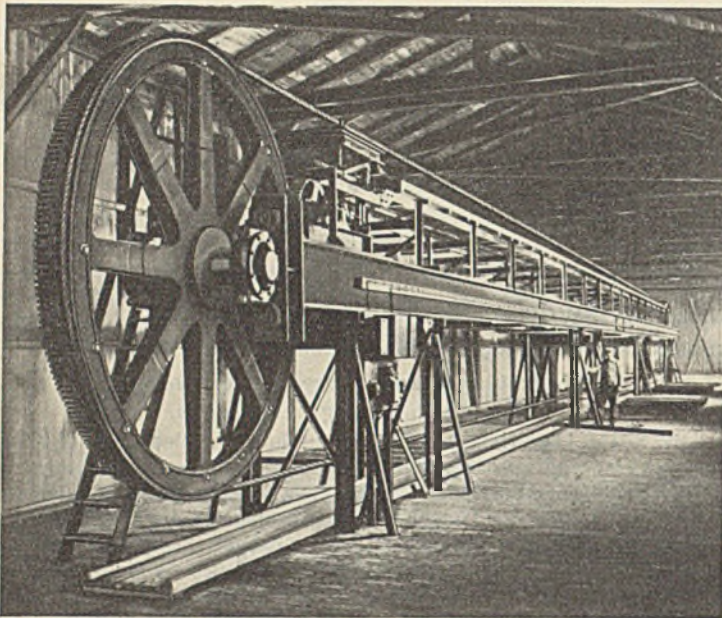


Abb. 3. Seilreckmaschine.

Die Erfahrung beim Bau des Hebewerks hat gezeigt, daß es sich empfiehlt, Längsschlagselle, die sich beim Abwickeln von der Haspel und Schneiden auf Länge aufdrallen, vor der Befestigung in ihrer endgültigen Lage wieder zusammenzudrehen. Denn wenn aufgedrallte Seile unter geringer Last arbeiten, erhalten die äußeren Drähte, die beim Aufdrallen lose geworden sind, nicht genügende Spannung. Sie neigen daher dazu, sich zu verschieben, so daß an einzelnen Stellen Auflockerungen des Seilgefüges auftreten.

Die Seiltöpfe. Die Verbindung der Seile mit dem Trog bzw. den Gegengewichten wird durch Seiltöpfe bewirkt (Abb. 4). Das Seil wird in die kegelförmige Aussparung des Seiltopfes hineingesteckt, aufgestraußt und mit einer hartbleiartigen Metall-Legierung vergossen, nachdem die einzelnen Drahtenden umgeben worden sind. Die Flanschen des Seiltopfes werden durch einen Bolzen mit einem entsprechenden Flansch des Troges oder der Gegengewichtsaufhängung verbunden. Das Material der Seiltöpfe ist Schmiedestahl von 50 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit (St 50.11). Die Seiltöpfe sind aus dem vollen Stück herausgearbeitet.

Die Seilscheiben. Auf einer besonderen Bühne des Hebewerkgerüsts (Abb. 5) sind die Seilscheiben aufgestellt, über die sämtliche Seile laufen, an denen der Trog und seine Gegengewichte aufgehängt sind. Der verfügbare Platz gestattete es nicht, jedes Seil für sich über eine besondere Scheibe zu führen, wie es aus technischen Gründen wünschenswert gewesen wäre. Je zwei Seile, und zwar je ein rechts- und ein linksgängiges, laufen daher über eine gemeinsame Seilscheibe, deren Umfang zu diesem Zweck zweirillig ausgebildet ist. Unter diesen Umständen mußte auf genaue Bearbeitung der Seilrillen und auf gleichen Seildurchmesser großer Wert gelegt werden.

Der Durchmesser der Seilscheiben (Abb. 6) beträgt 3500 mm, ihr Gewicht 4000 kg. Sie sind aus besonders hochwertigem Grauguß hergestellt. Die Naben der Seilscheiben sind zur Vermeidung von Gußspannungen zwischen jedem zweiten Arm geschlitzt. Diese Schlitz

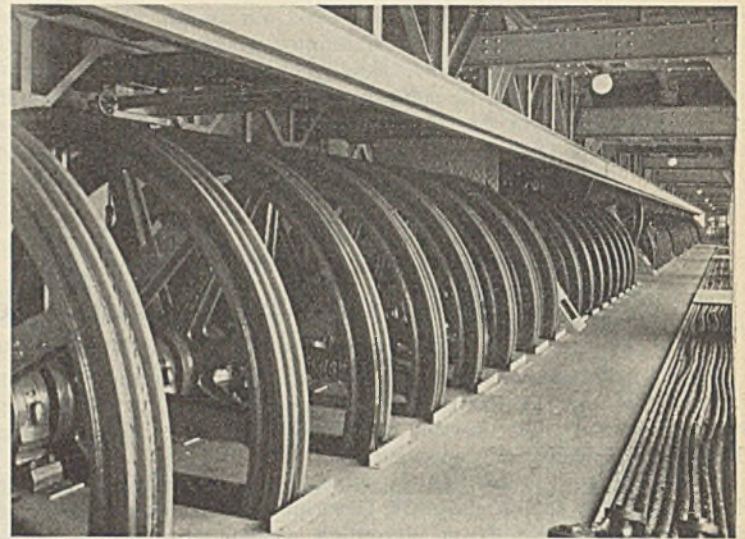


Abb. 5. Seilscheibenbühne.

mit Weißmetall vergossen. Durch hydraulisch aufgepreßte Schrupfringe werden die Naben zusammengehalten. Jede Seilscheibe sitzt für sich auf einer Achse, die hydraulisch eingepreßt ist.

Die Lager. Jede Seilscheibe ruht mit ihrer Achse in zwei Lagern, so daß im ganzen 256 Seilscheibenlager vorhanden sind. An diese Lager werden außergewöhnliche Anforderungen gestellt. Sie müssen einerseits die sehr hohe Belastung von 47,5 t aufnehmen, andererseits drehen sie sich aber nur außerordentlich langsam, nämlich in 5 min 3,5 mal, und stehen dann wieder für längere Zeit still. Außerdem mußte wegen der großen Zahl der Lager auf geringen Bewegungswiderstand und möglichst geringe Erhöhung dieses Widerstands beim Anfahren Wert gelegt werden. Erfahrungen mit derartigen Lagern sind bisher nicht bekannt geworden. Es mußten daher besondere Versuche angestellt werden, um ein geeignetes Lager zu finden. Diese Versuche erstreckten sich sowohl auf die Eignung von Gleitlagern, wie auf die Erprobung der verschiedenartigen Walzenlager. Von letzteren wurden solche mit einem oder zwei Rollenkränzen und mit zylindrischen oder tonnenförmigen Rollen geprüft. Diese Prüfung der Walzenlager fand auf einer besonders hierfür gebauten Lagerprüfmaschine statt, auf der die Lager unter den Betriebsverhältnissen des Hebewerks bewegt und ihr Reibungswiderstand gemessen werden konnte (Abb. 7). Die Walzenlager erwiesen sich überwiegend als brauchbar. Sie zeichneten sich gegenüber den Gleitlagern durch etwas geringeren Bewegungswiderstand und bedeutend geringeren und gleichmäßigeren Anfahrwiderstand aus. Die Entscheidung fiel daher zugunsten eines Walzenlagers. Gewählt wurde ein Lager mit einem Rollenkranz und zylindrischen Rollen. Bei diesem Lager wird der Druck durch die Mantellinie der Rollen gut übertragen und ein Klemmen bei Verdrehen der Laufriuge gegeneinander vermieden.

Über die Bauweise des Lagers gibt Abb. 8 Auskunft. Das Lagergehäuse ist einteilig und sitzt in einer kugelförmigen Pfanne, so daß es Ver-

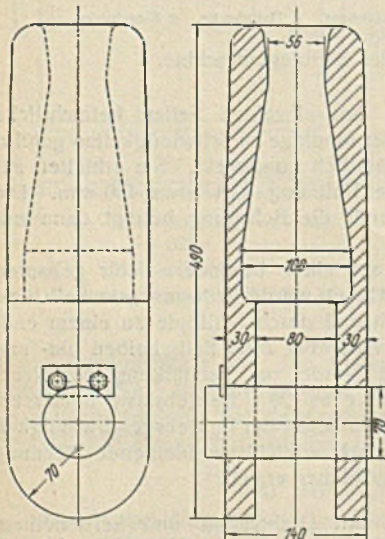


Abb. 4. Seiltopf.

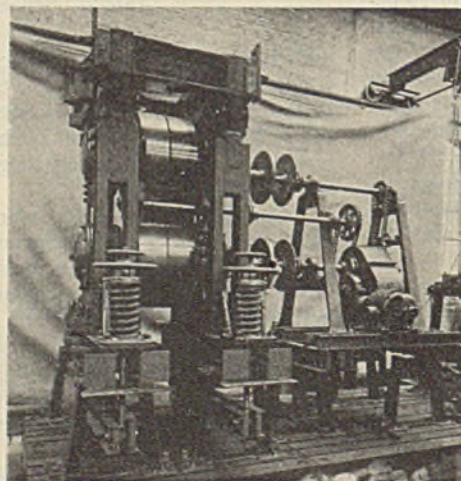


Abb. 7. Lagerprüfmaschine.

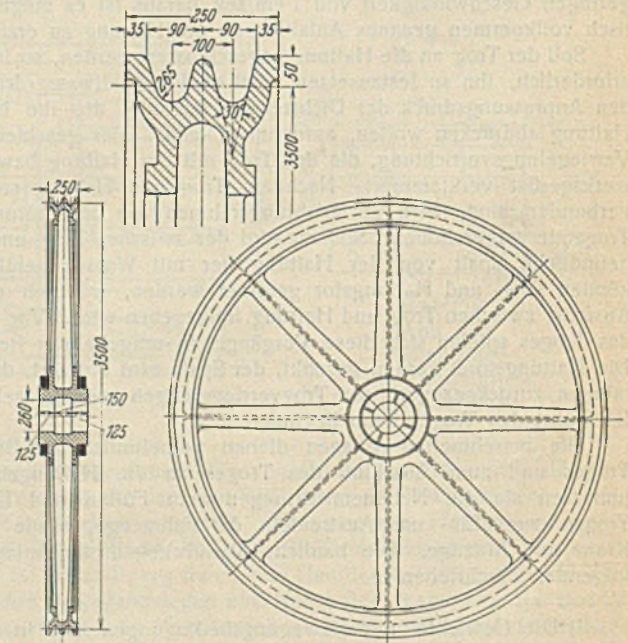


Abb. 6. Seilscheibe.

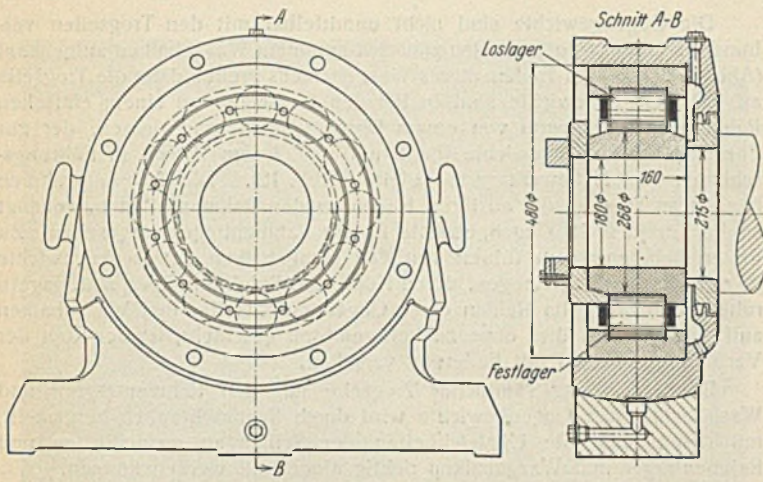


Abb. 8. Seilscheibenlager.

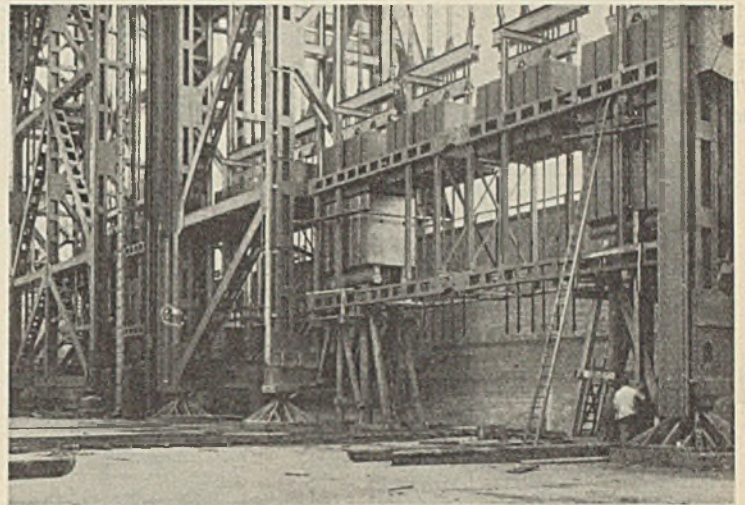


Abb. 9. Einbau der Gegengewichte.

dem Loslager dagegen greift nur der äußere Lauftring um den Rollenkranz, so daß eine Verschiebung der Achse im Lager möglich ist.

Die Gegengewichte. Der Trog mit Wasserfüllung wiegt 4290 t. Diese Last wird in der Mittelstellung des Troges durch folgende Gewichte ausgeglichen:

- 3910 t Gegengewichte
- 335 t Aufhängung und Führungsrahmen der Gegengewichte
- 45 t Ausgleichkette

zus. 4290 t.

Die Gegengewichte sind an 192 Tragseilen des Troges aufgehängt. Die Gewichte sind der Höhe nach in drei Teile, die durch einen Anker verbunden sind, unterteilt, um die Montage zu erleichtern und eine stufenweise Belastung des Hebewerksgerüsts zu ermöglichen (Abb. 9 u. 10). Nur da, wo bereits durch die Ausgleichketten eine örtliche Be-

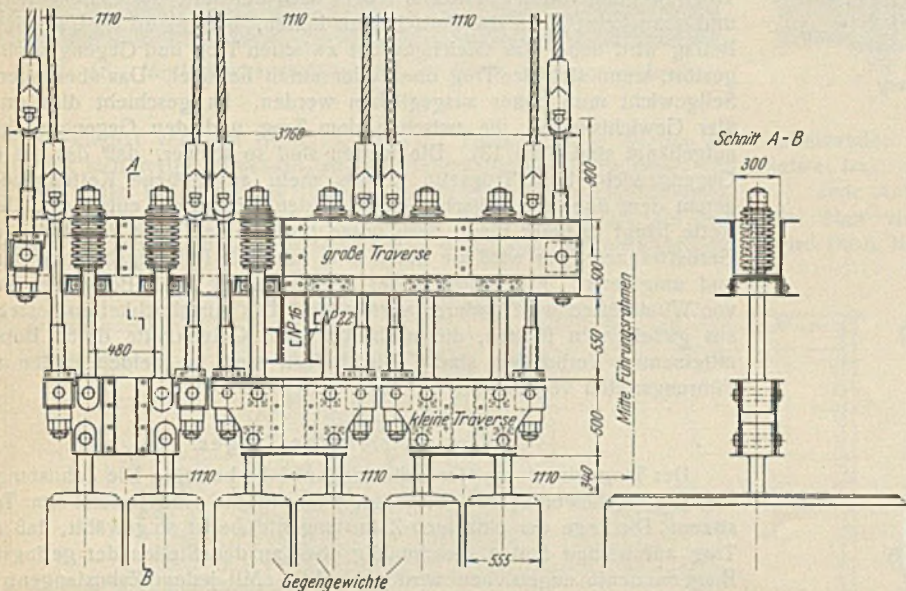


Abb. 11. Aufhängung der Gegengewichte.

lagerungen der Achse folgen kann. Von dem Lagerpaar einer Seilscheibe ist ein Lager als Festlager, das andere als Loslager ausgebildet. Bei dem Festlager wird der Rollenkranz sowohl von dem äußeren wie auch von dem inneren Lauftring festgehalten, so daß sich die Achse in der Achsrichtung nicht verschieben kann. Bei

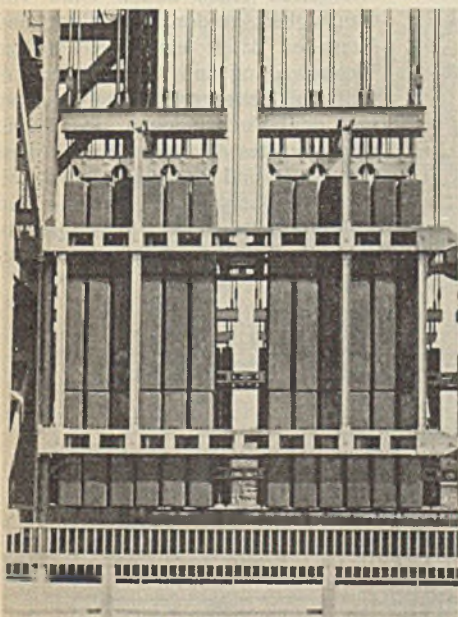
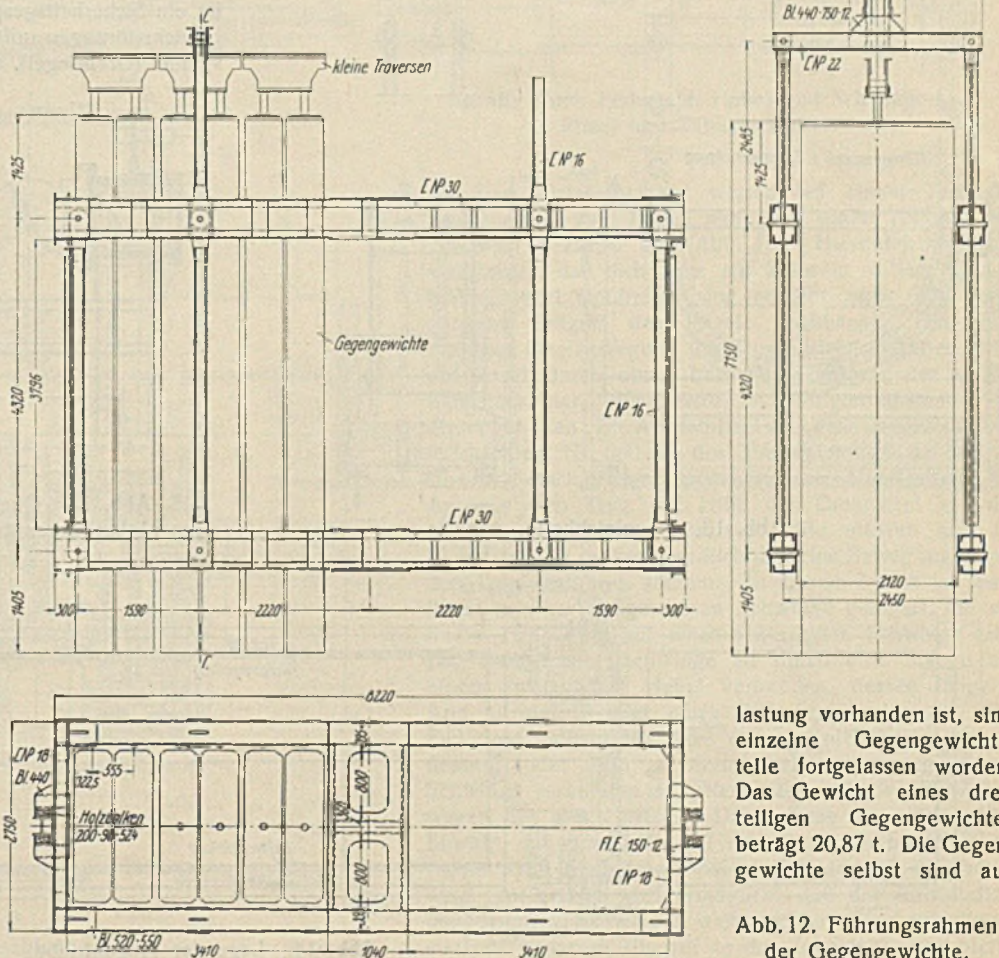


Abb. 10. Gegengewichte mit Aufhängung und Führungsrahmen



lastung vorhanden ist, sind einzelne Gegengewichtsteile fortgelassen worden. Das Gewicht eines dreiteiligen Gegengewichtes beträgt 20,87 t. Die Gegengewichte selbst sind aus

Abb. 12. Führungsrahmen der Gegengewichte.

wirtschaftlichen Gründen aus Beton hergestellt, dem soviel Eisenspäne beigefügt sind, daß das spezifische Gewicht 2,9 bis 3,0 beträgt. Um zu verhindern, daß die Gegengewichte bei trockener oder feuchter Witterung verschiedenes Gewicht aufweisen, sind sie mit einem wasser-dichten Anstrich versehen worden.

Die Gegengewichte sind nicht unmittelbar mit den Trogseilen verbunden, sondern zu je zweien zunächst an einem Waagebalken aufgehängt (Abb. 11). An den Enden dieses Waagebalkens greifen dann die Trogseile an. Die Gegengewichte sind in Paketen zu sechs von einem einfachen Rahmen bzw. zu zwölf von einem Doppelrahmen umschlossen, der zur Führung der Gegengewichte dient und zu diesem Zweck in Führungsschienen am Hebewerksgerüst gleitet (Abb. 12). Die Führungsrahmen hängen an Trägern, die an ihren Enden an den Rahmenseiten aufgehängt sind. Für je sechs Gegengewichte ist ein Rahmenträger vorgesehen. Zu diesen Rahmenträgern führen von den Waagebalken der Gegengewichte je zwei Verbindungsstangen, deren Köpfe mit Spielraum über Widerlagern ruhen, und die beim Reißen eines Gegengewichtseiles den Waagebalken auffangen. Damit dies ohne zu heftigen Stoß geschieht, ist der Kopf der Verbindungsstangen mit Federung versehen.

Die Verbindung sämtlicher Trogseile mit den Rahmenträgern und Waagebalken der Gegengewichte wird durch Spannschrauben hergestellt, mit deren Hilfe die Ungleichheiten der Seillängen ausgeglichen und Rahmenträger und Waagebalken richtig eingestellt werden können.

Die Ausgleichketten. Das Gewicht der Drahtseile, die bei der Trogbewegung von der Seite des Troges nach der Seite der Gegengewichte und umgekehrt über die Seilscheiben laufen, beträgt 90 t. Um diesen Betrag wird daher das Gleichgewicht zwischen Trog und Gegengewichten gestört, wenn sich der Trog oben oder unten befindet. Das überlaufende Seilgewicht muß daher ausgeglichen werden. Es geschieht dies durch vier Gewichtsketten, die zwischen dem Trog und den Gegengewichten aufgehängt sind (Abb. 13). Die Ketten sind so schwer, daß das auf der Gegengewicht- bzw. Trogseite jeweils mehr angehobene Kettengewicht genau dem über die Seilscheiben laufenden Seilgewicht entspricht. Jede Kette hängt in einer Bucht nach unten bis in eine Grube im Boden der Gerüstwanne. Hier wird sie durch eine belastete Führungsbahn gespannt und umgelenkt. Ein Schlagen der Ketten infolge ihrer Bewegung oder von Windkräften wird dadurch vermieden. Die Ausgleichketten bestehen aus gußeisernen Platten, die nach Art einer Gelenkkette durch Bolzen miteinander verbunden sind. Die Bolzen sind an beiden Enden mit Führungsrollen versehen.

B. Der Antrieb des Troges.

Der Trog wird durch vier Zahnstangentreibe bewegt. Die Zahnstangen sind am Hebewerksgerüst befestigt, während die Antriebritzel am Trog sitzen. Die Lage der einzelnen Zahnstangentreibe ist so gewählt, daß der Trog auf beiden Seiten gleichmäßig etwa an den Stellen der geringsten Biegemomente angetrieben wird (Abb. 14). Mit jedem Zahnstangentreib ist ein Sicherheitsgesperre verbunden, das den Trog bei größeren Gleichgewichtstörungen auffängt. Es besteht aus einer selbstsperrenden Schraubenspindel (Drehriegel), die in einer von oben bis unten durchlaufenden geschlitzten Mutter (Mutterbackensäule) bewegt wird. Die Mutterbackensäulen sind mit dem Hebewerksgerüst verbunden, während die Drehriegel am Trog sitzen und von ihm aus angetrieben werden. Die Zahnstockleiter und die Mutterbackensäulen erforderten einen hohen Grad von Genauigkeit in der Herstellung und Montage, damit eine gleichmäßige Trogbewegung und ein richtiger Eingriff aller Teile erzielt wird. Um sie von den Verformungen des Hebewerksgerüsts, die dieses durch die Last von Trog und Gegengewichten erfährt, unabhängig zu machen, sind Zahnstockleiter und Mutterbackensäule für jeden Antrieb in einem be-

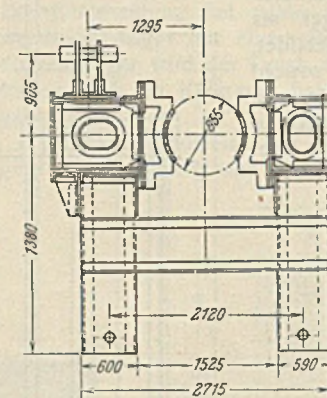


Abb. 15. Querschnitt des Mutterbackensäulengerüsts.

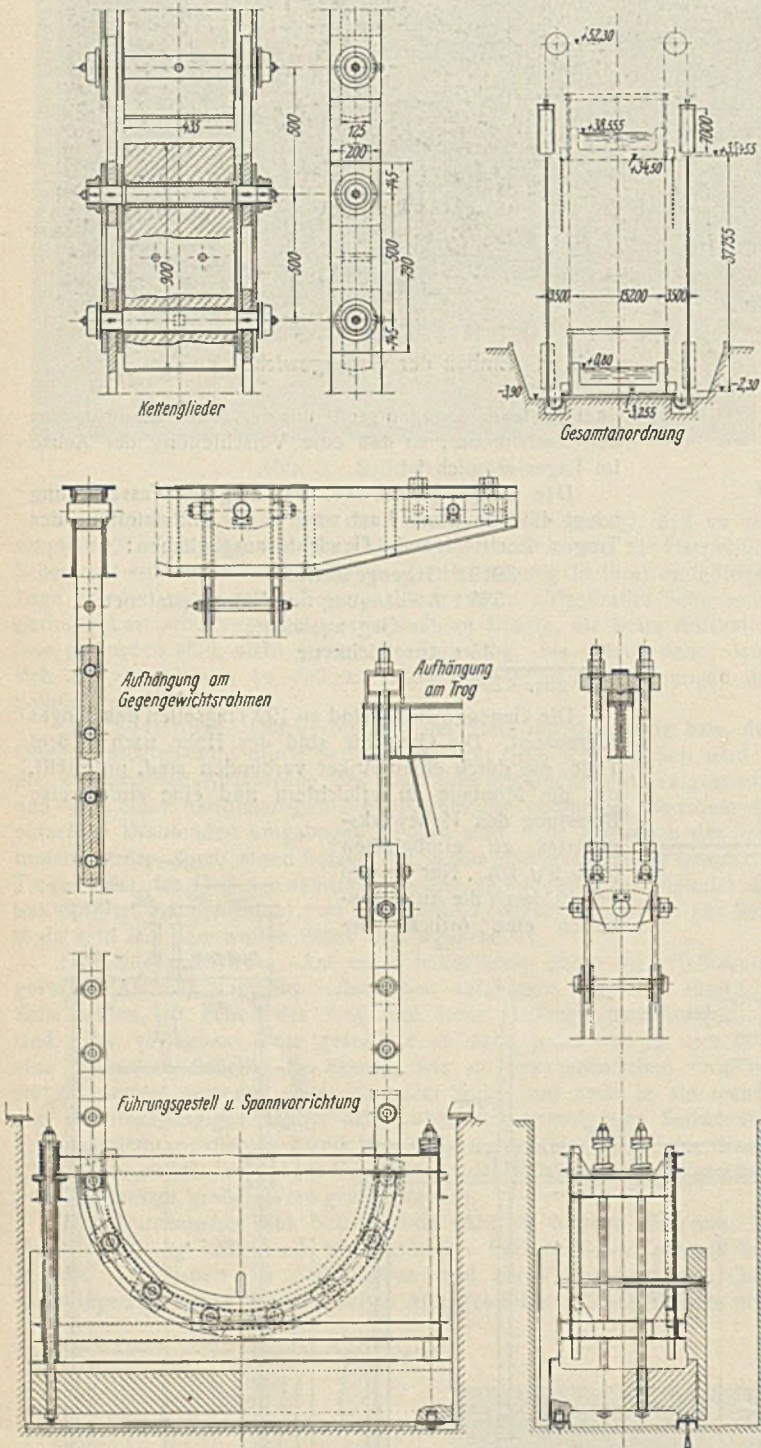


Abb. 13. Ausgleichkette.

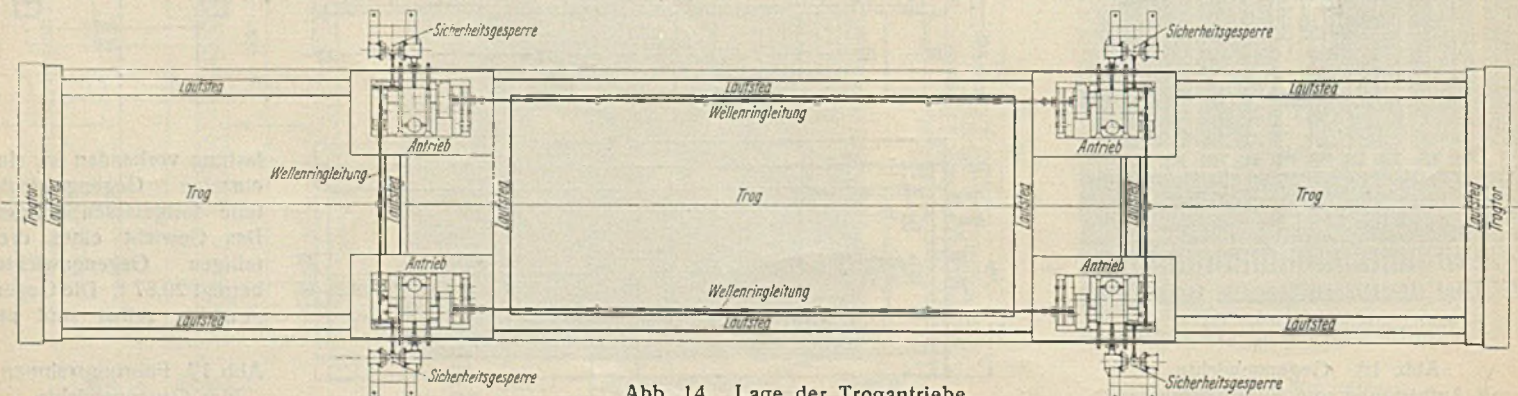


Abb. 14. Lage der Trogantriebe.

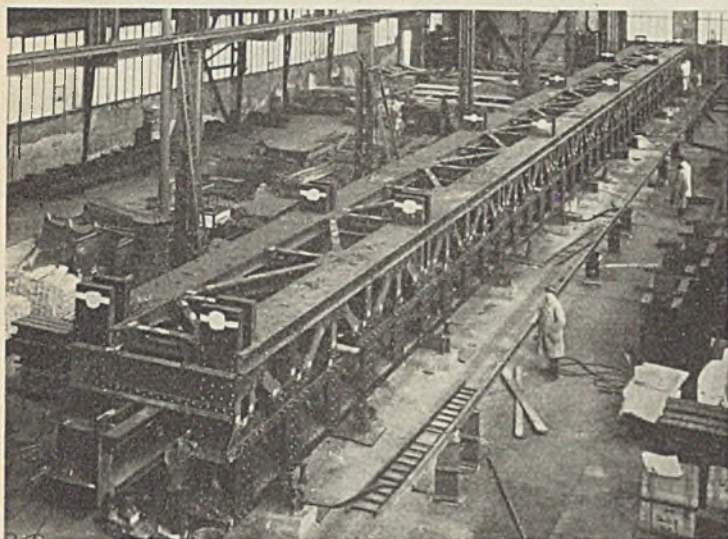


Abb. 16. Mutterbackensäulengerüst im Werk zusammengebaut.

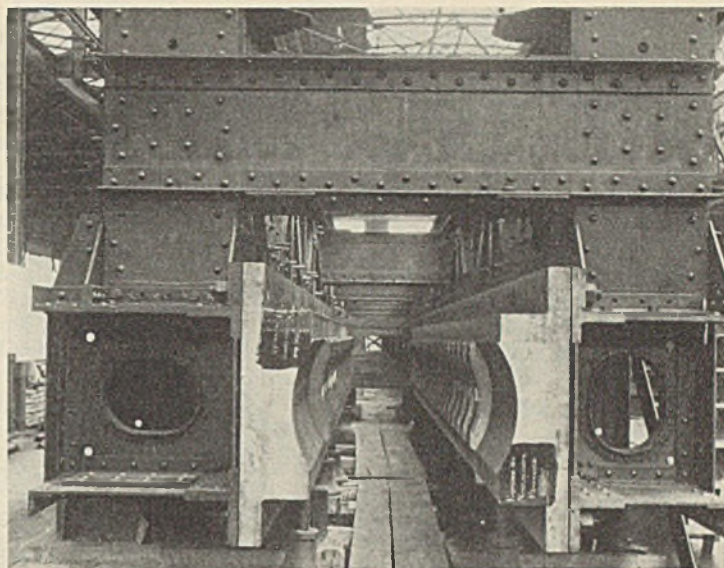


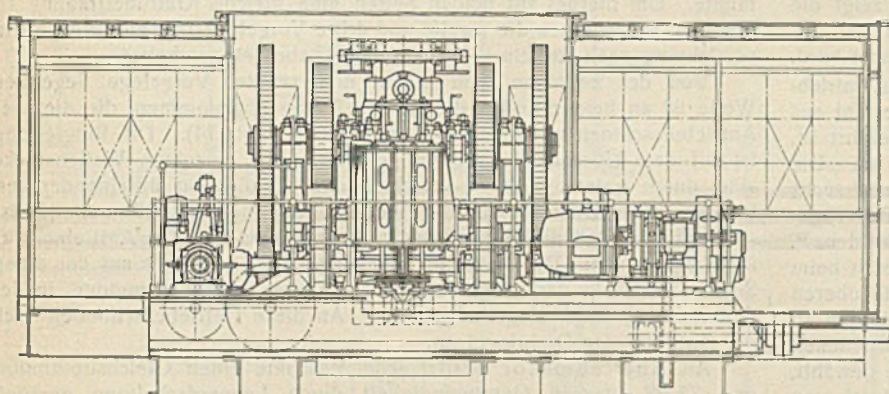
Abb. 17. Blick in die Mutterbackensäule.

sonderen Gerüst vereinigt (Abb. 15, 16, 17). Diese Gerüste wurden zunächst für sich fertig aufgebaut, an das Hebewerksgerüst angehängt und erst nach voller Belastung des Hebewerksgerüsts an dieses angeschlossen.

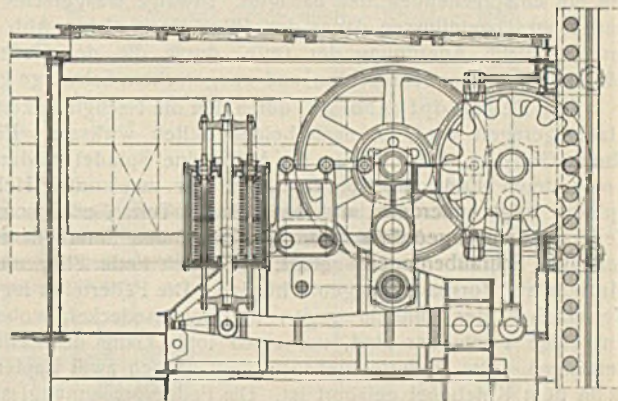
Die Antriebmotoren. Sie sind in Maschinenhäusern auf dem Überbau des Troges untergebracht und sind durch eine Wellenringleitung

miteinander verbunden, so daß ihr vollkommener Gleichlauf gewährleistet ist.

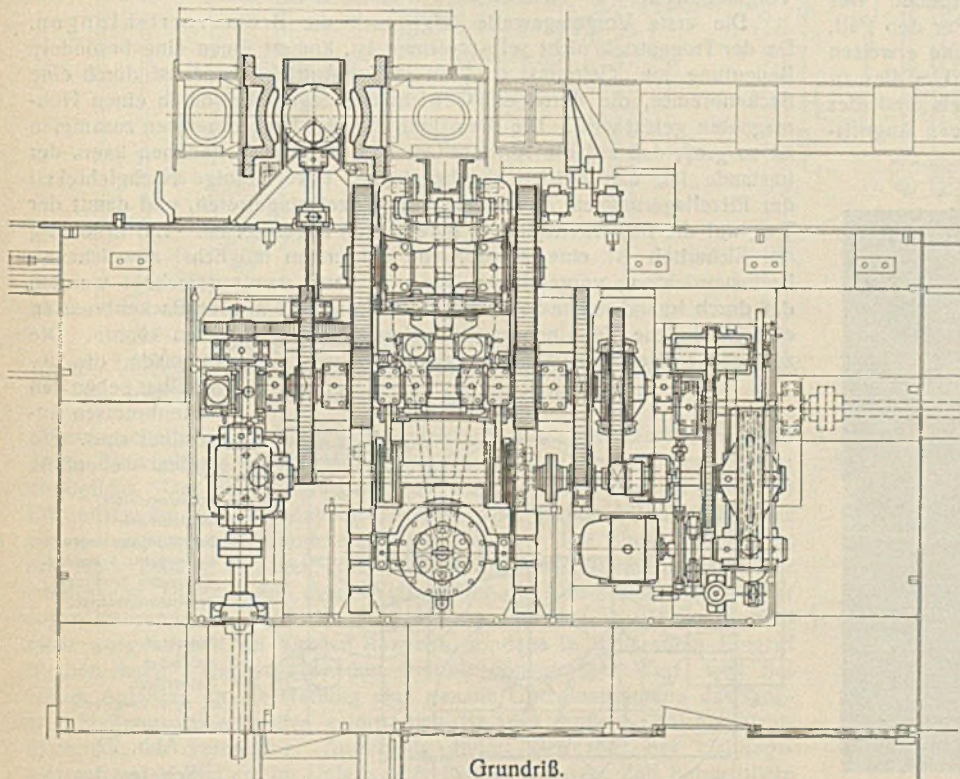
Jede Antriebmachine besteht aus einem federnd gelagerten Ritzel, das über vier Stirnradvorgelege von einem Elektromotor angetrieben wird (Abb. 18, 19, 20 u. 21).



Ansicht auf Federtopf und Antriebmotor.



Schnitt durch Federtopf, Hebel und Schwingen, Ritzel und Zahnstockleiter.



Grundriß.  
Abb. 18. Trogantriebmachine.

Die Antriebritzel weisen bei einem Teilkreisdurchmesser von 1158,6 mm und einer Teilung von 280 mm 13 Zähne auf (Abb. 18). Hierdurch wird gewährleistet, daß sich stets ein Zahn in vollem Eingriff befindet und stoßfreier Gang erreicht wird. Um einen genauen Eingriff des Ritzels unabhängig von einer etwaigen Querbewegung des Troges sicherzustellen, wird das Ritzel durch einen besonderen Wagen, der an der Zahnstockleiter geführt wird, im richtigen Abstände von dieser gehalten. Die Antriebritzel sind nach dem Deutschen Reichspatent Nr. 380 377 des Oberregierungs- u. -baurats Loebell nachgiebig gelagert, um bei Überlastung des Antriebs den Trog mit Hilfe der Drehriegel auf die Mutterbackensäulen abzusetzen. Sie müssen also im Bedarfsfalle in senkrechter Richtung eine Bewegung gegen den Trog ausführen können. Zu diesem Zweck ist jedes Ritzel in einer waagerechten Schwinde gelagert, die mit ihrem Endpunkte auf einer senkrechten Schwinde ruht. Die waagerechte Schwinde ist durch eine Stange mit einem zweiarmigen Hebel verbunden, dessen längerer Arm an der Spindel eines Federtopfes angreift. Der Federtopf selbst wird von einem Kniehebel getragen, dessen freier Arm wiederum mit der waagerechten Schwinde verbunden ist. Diese trägt auch den Führungswagen des Antriebritzels. Durch diese Anordnung wird bewirkt, daß einmal die auf das Ritzel kommende senkrechte Kraft (Zahndruck) auf den Federtopf übertragen wird. Andererseits wird ermöglicht, daß das Antriebritzel unabhängig von etwaigen waagerechten Trogbewegungen stets in genauem Eingriff in der Zahnstockleiter bleibt.

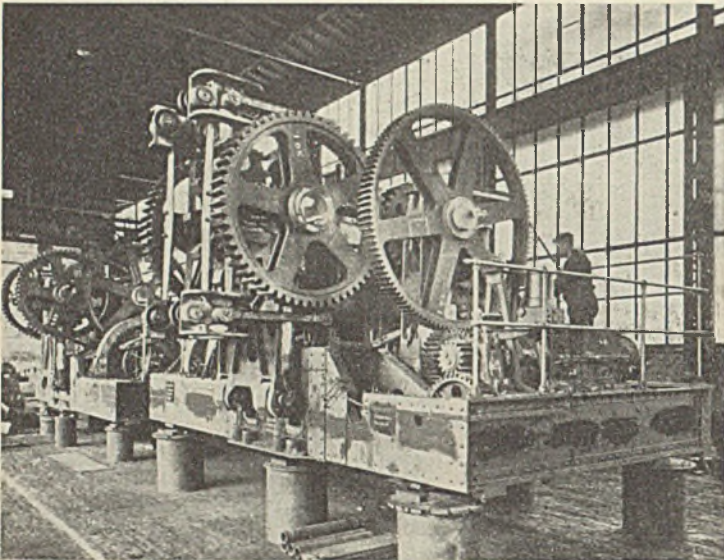


Abb. 19. Trogantriebmachine in der Werkstatt.  
Ansicht auf Ritzel und Führungswagen.

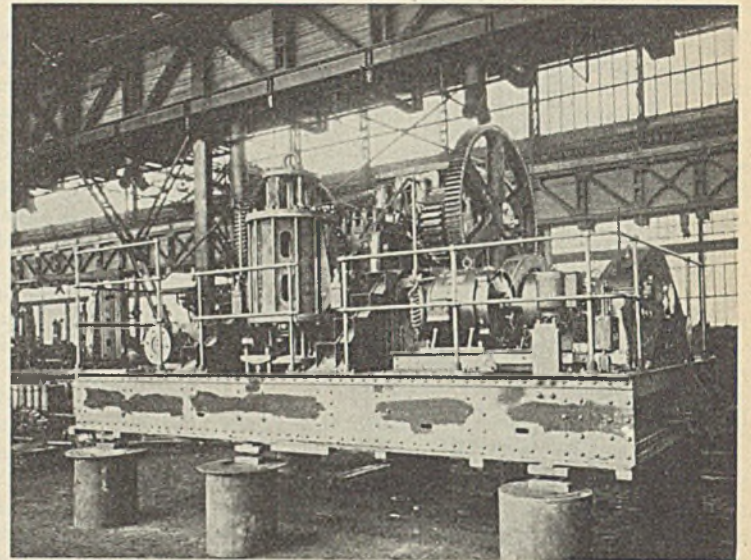


Abb. 20. Trogantriebmachine in der Werkstatt.  
Ansicht auf den Federtopf.

Ausschläge des Federtopfes, die hierbei infolge des Abwälzens der Zahn-  
räder aufeinander und der Bewegung der Schwingen auftreten wollen und  
einen erhöhten Ritzeldruck erzeugen würden, werden dadurch unschädlich  
gemacht, daß der Federtopf selbst infolge seiner beweglichen Lagerung  
um ein entsprechendes Maß nachgibt. Etwaige waagerechte Bewegungen  
des Troges beeinflussen daher den Ritzeldruck nicht. Abb. 22 zeigt die  
grundsätzliche Anordnung der Teile, durch die der Federtopf in Ab-  
hängigkeit von der senkrechten und waagerechten Schwinde gebracht wird.

Der Federtopf (Abb. 23), durch den die Nachgiebigkeit des Antriebs-  
ritzels geregelt wird, ist nach beiden Seiten wirksam. Er besteht aus  
einem Gehäuse, durch das in der Mitte eine Spindel hindurchgeführt ist.  
Am unteren Ende der Spindel greift der zweiarmlige Hebel an. Die  
Spindel trägt außerdem an beiden Enden Teller, zwischen denen sechs  
Federspindeln angeordnet sind. Um diese sind innerhalb des Federtopf-  
gehäuses Schraubenfedern gelegt, die durch Federteller und Bund bzw.  
Mutter auf Vorspannung gebracht sind. Die Federteller legen sich beim  
Verschieben der Spindel gegen die Gehäusedeckel, wobei die oberen  
Anschläge verstellbar sind, um einen toten Gang der Federspindeln zu  
beseitigen. Das Federtopfgehäuse trägt seitlich zwei Zapfen, mit denen  
es in dem Kniehebel gelagert ist. Die Federvorspannung ist so gewählt,  
daß die Federn bei einem Druck nachgeben, der einem Zahndruck von  
30 t am Ritzel gleichkommt. Der ausnutzbare Federweg beträgt 120 mm,  
was einem Ausschlage des Antriebsritzels von 30 mm entspricht. Der  
Zahndruck des Antriebsritzels steigt dabei bis auf 52 t an. Für den Fall,  
daß der Ritzelausschlag von 30 mm sich als nicht ausreichend erweisen  
sollte, ist vorgesehen, ihn bis auf 50 mm zu vergrößern. Um dies zu  
erreichen, muß das Hebelverhältnis des zweiarmligen Hebels und des  
Kniehebels verändert werden. Die hierfür erforderlichen neuen Angriffspunkte  
sind an beiden Hebeln bereits ausgebildet.

Das Antriebsritzel macht nur etwa drei Umdrehungen/min, während  
der Antriebmotor mit 700 Umdrehungen/min läuft. Es sind daher zur  
Übersetzung vier Vorgelegestufen vorgesehen, die sämtlich aus Stirn-  
rädern bestehen. Das Drehmoment wird nach dem Ritzel zu so hoch,  
daß das Vorgelege in den beiden letzten Stufen verdoppelt werden  
mußte. Um hierbei auf beiden Seiten eine gleiche Kraftübertragung zu  
erhalten, ist zwischen die zweite und dritte Vorgelegestufe eine Ausgleich-  
vorrichtung nach Art eines Differentialgetriebes eingeschaltet.

Von der zwischen dem ersten und zweiten Vorgelege liegenden  
Welle ist an beiden Enden die Ringleitung abgenommen, die die vier  
Antriebsmaschinen miteinander verbindet (vgl. Abb. 14). Die Ringleitung  
ist auf dem Überbau des Troges gelagert. Die einzelnen Wellenstücke  
sind durch gelenkige bzw. verschiebbliche Kupplungen miteinander ver-  
bunden. Der Durchmesser der Wellenleitung beträgt 130 mm. Er ist  
so bemessen, daß die Leitung das volle Drehmoment eines Antriebmotors  
übertragen kann. Der Anschluß der Ringleitung geschieht auf der einen  
Seite, nämlich in der Längsrichtung des Troges, durch Stirnräder, in der  
Querrichtung durch Kegelradgetriebe. An diese Getriebe schließen auch  
die Antriebe der Drehriegel an.

Als Antriebmotor besitzt jede Maschine einen Gleichstrommotor  
von 75 PS, dessen Geschwindigkeit durch Leonardschaltung geregelt  
wird. Der Motor arbeitet über eine Rutschkupplung auf die erste  
Vorgelegewelle.

Die erste Vorgelegewelle trägt auch die Bremsvorrichtungen.  
Da der Trogantrieb nicht selbstsperrend ist, kommt ihnen eine besondere  
Bedeutung zu. Gebremst wird an jedem Antriebe zunächst durch eine  
Backenbremse, die durch ein Gewicht angezogen und durch einen Hub-  
magneten gelöst wird. Die Bremskraft der vier Backenbremsen zusammen  
ist so groß, daß auf die Antriebsritzel kein Zahndruck kommen kann,  
der imstande ist, den Antrieb durchzuziehen, bevor infolge Nachgiebigkeit  
der Ritzellagerung ein Ausschlagen der Ritzel eingetreten, und damit der  
Trog auf die Sicherheitsspindeln (Drehriegel) abgesetzt ist. Zur Erhöhung  
der Sicherheit ist eine zweite, von der ersten möglichst abweichende  
Bremsvorrichtung vorgesehen. Denn es muß damit gerechnet werden,  
daß durch irgendwelche Störungen oder Verschleiß an den Backenbremsen  
eine gefährliche Verminderung der Bremswirkung eintreten könnte. Die  
zusätzliche Bremsvorrichtung besteht aus vier Keilnutbremsen, die un-

mittelbar neben den  
Backenbremsen ange-  
ordnet sind. Sie  
werden ebenfalls

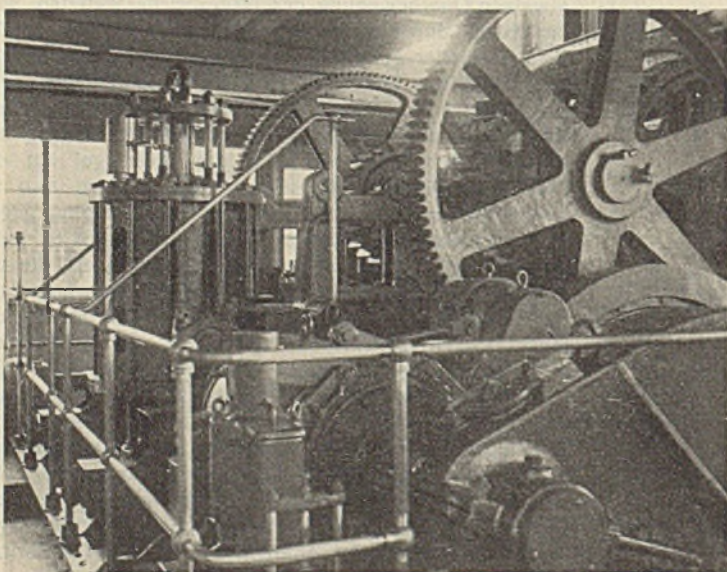


Abb. 21. Trogantriebmachine im Maschinenhaus des Troges.

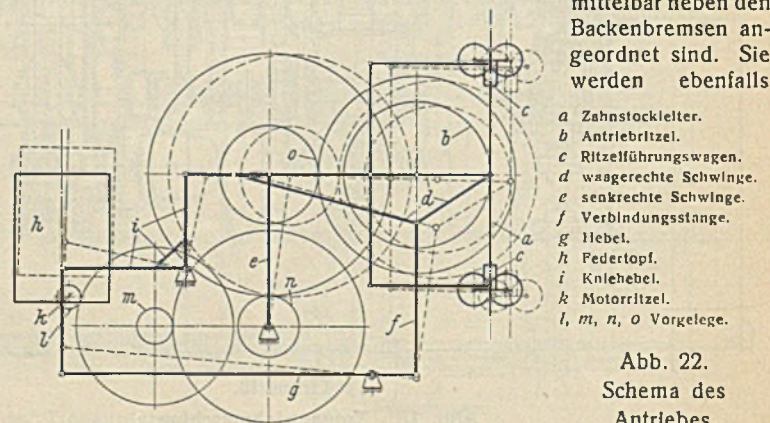


Abb. 22.  
Schema des  
Antriebes.

durch Gewichte angezogen, aber nicht durch Hubmagnete, sondern durch Motoren gelöst, die aus einem anderen Stromkreis (Drehstrom) gespeist werden als die Hubmagnete (Gleichstrom). Diese Zusatzbremsen fallen auch nicht gleichzeitig mit den Backenbremsen bei jedem Trogstillstände ein, sondern nur dann, wenn bei Betriebspausen der Leonardumformer stillgesetzt, oder der Trog durch Notschaltung zum Halten gebracht wird. Auch dann wirken diese Bremsen erst mit Verzögerung, so daß der Antrieb inzwischen zum Stillstände gekommen ist, und ein Verschleiß dieser Bremsen vermieden wird.

Mit zweien der vier Antriebsmaschinen ist je ein Verzögerungs- und ein Endausschalter verbunden (Abb. 24). Ein Schalterpaar dient zum Auslauf der Trogbewegung an der oberen, das andere an der unteren Haltung. Diese Schalter sind entsprechend den veränderlichen Wasserständen der Haltungen einstellbar, wobei der Schaltabstand vom Ver-

Zur Schmierung ist jede Antriebsmaschine im Hinblick auf ihren verwickelten Aufbau und die hohen Beanspruchungen der Lager mit drei Fett-pumpen und einem Zentralölter versehen.

Die Zahnstockleiter (Abbild. 25 u. 26) bestehen aus zwei Wangen von 620·40 mm aus Flußstahl von 50 bis 60 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit (St 50.11). Der Abstand der Wangen beträgt 290 mm, während die Zähne der Antriebsritzel nur 180 mm dick sind. Dieser Spielraum ist vorgesehen, um

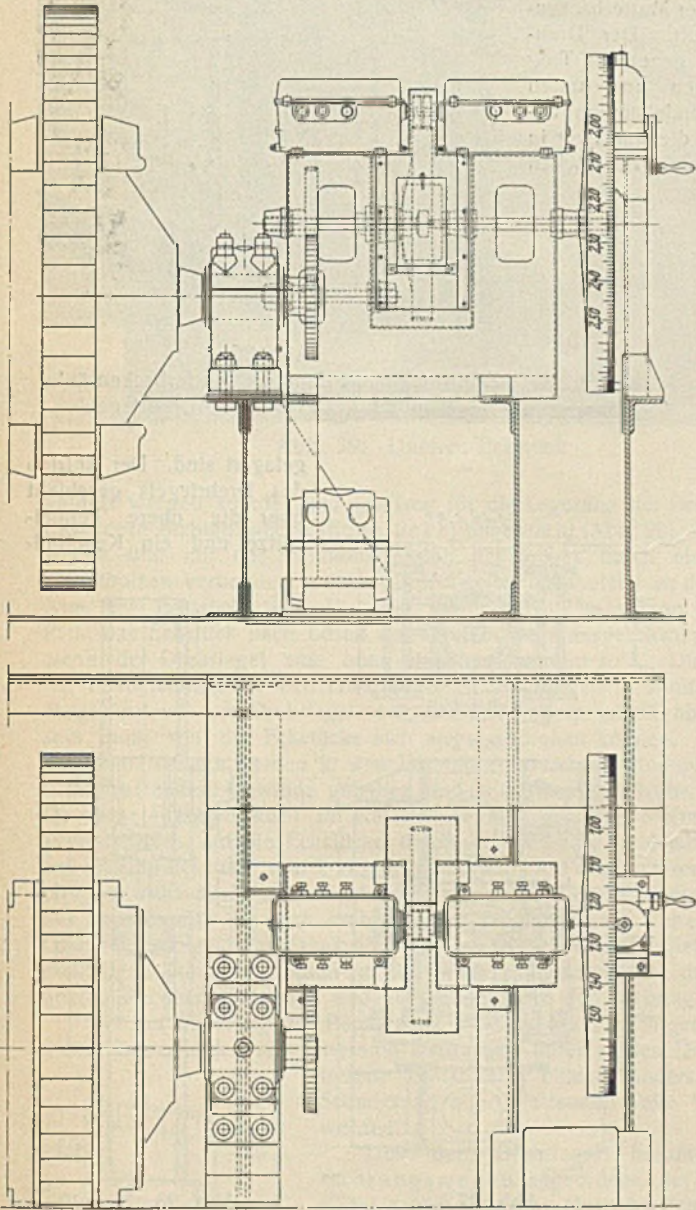


Abb. 24. Einstellvorrichtung für die Verzögerungs- und Endausschaltung. Aufriß, Grundriß und Schnitt durch Planetensystem mit Einstellschraube.

zögerungsschalter zum Endschalter gleich bleibt. Die Einstellung wird durch Einschaltung eines Planetensystems in den Antrieb der Schalter ermöglicht. Der Planetenarm, der zwei Planetenräder trägt, ist mit einer Einstellscheibe fest verbunden. Letztere wird mittels Handkurbel über ein selbstsperrendes Schneckengetriebe bewegt. Die Einstellscheibe ist mit einer Teilung versehen, die den Haltungswasserstand in natürlicher Abmessung angibt. Auf diese Weise kann die Einstellung der Schalter sogar während des Betriebes vorgenommen werden, weil der Antrieb nicht ausgekuppelt zu werden braucht, sondern in dauerndem Eingriff bleiben kann. Das ist für den Betrieb von großem Wert, weil bei jedem Anfahren an die Haltung eine genaue Übereinstimmung des Trog- und Haltungswasserstandes erforderlich ist, um größere Gleichgewichtstörungen zu vermeiden. Andererseits ändert sich aber der Haltungswasserstand besonders im Unterwasser häufig in kurzer Zeit beträchtlich, so daß eine ständige Nachstellung der Schalter notwendig wird.

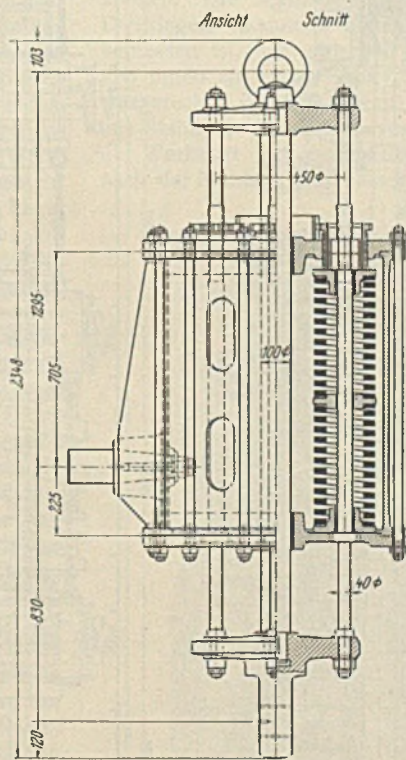
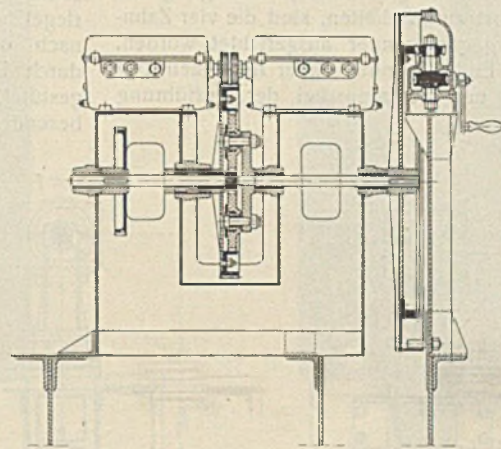
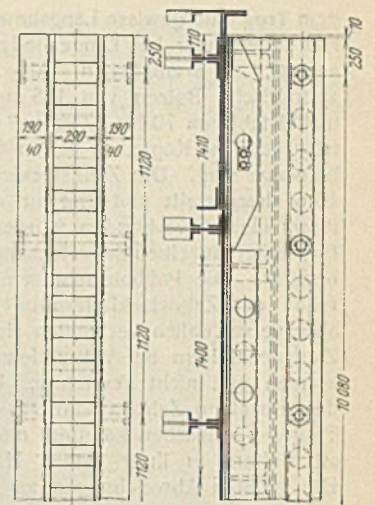
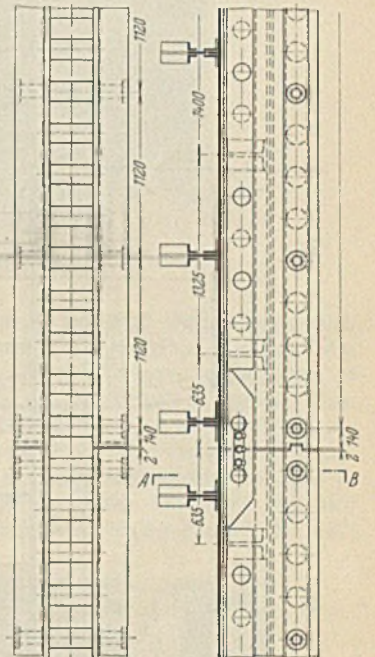


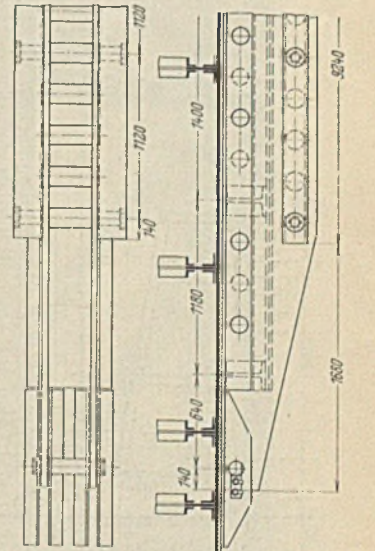
Abb. 23. Federtopf.



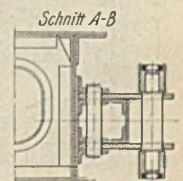
Oberes Ende.



Mittelteil mit Stoß.

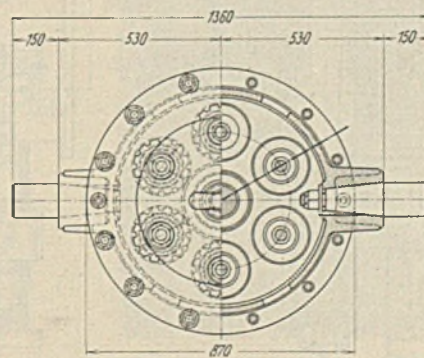


Unteres Ende.



Schnitt A-B

Abb. 25. Zahnstockleiter.



dem Trog eine gewisse Längsbewegung, wie sie z. B. beim Anschluß an die Haltungen oder bei Längenänderungen infolge von Temperatureinflüssen auftritt, zu ermöglichen. Als Zähne sind im Abstände von 280 mm zylindrische Bolzen von 135 mm Durchm. eingesetzt, die aus Chromnickelstahl von 70 bis 80 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit bestehen. Jeder fünfte Bolzen trägt seitliche Köpfe, an denen die Führungsschienen für den Ritzelwagen befestigt sind. Die Zahnstockleitern sind in einzelnen Längen von etwa 10 m hergestellt und erst auf der Baustelle aneinandergesetzt und mit ihrem Gerüst verbunden worden. Diese Verbindung ist jeweils an den Enden der einzelnen Zahnstocklängen durch Paßbolzen von 100 mm Durchm. bewirkt. Die Paßbolzen sitzen in kurzen Winkelstücken, die in halber Höhe der Zahnstockleiter mit dem Gerüst fest, nach den Enden zu aber verschieblich verbunden sind. Hierdurch wird erreicht, daß sich die Zahnstockleiter bei Wärmedehnungen unabhängig vom Gerüst bewegen können und nicht verziehen. Um etwaige Abweichungen in der Länge der einzelnen Zahnstockleiter, die eine ungleichmäßige Bewegung des Troges verursachen könnten, möglichst auszuschalten, sind die vier Zahnstockleiter in ihrer halben Höhe gegeneinander ausgerichtet worden. Die größten Abweichungen an den Enden können daher nur einen Teil des Gesamtunterschiedes aufweisen und betragen bei der Ausführung noch nicht 3 mm.

C. Das Sicherheits-  
gesperre.

Das mit jedem Trogantrieb verbundene Sicherheitsgesperre (Abb. 27) hat den Zweck, die bei einer Gleichgewichtstörung des Troges auftretenden Kräfte auf das Hebewerksgerüst zu übertragen. Es besteht aus einer kurzen, sehr stark bemessenen Gewindespindel (Drehriegel), die in einer Mutterbackensäule läuft. Der Drehriegel ist gegen den Trog nach oben und unten durch Pendelstützen abgestützt, die am Trog in besonderen Eckstücken

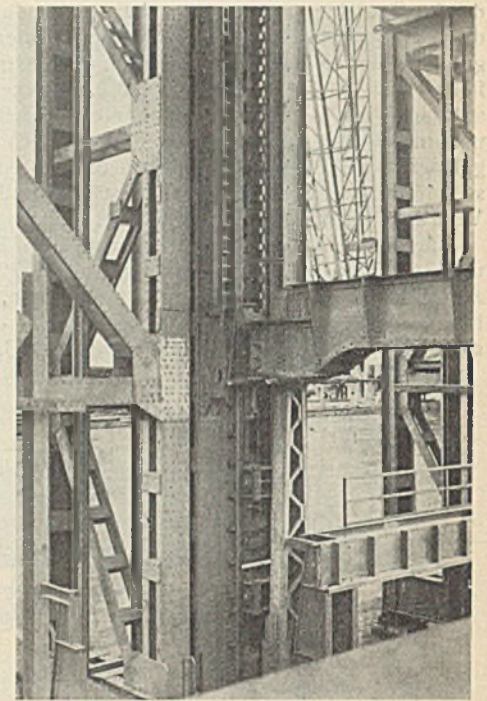


Abb. 26.  
Zahnstockleiter, daneben Mutterbackensäule,  
darunter der eingebaute Drehriegel.

gelagert sind. Der Antrieb des Drehriegels geschieht über die obere Pendelstütze und ein Kegelrad-

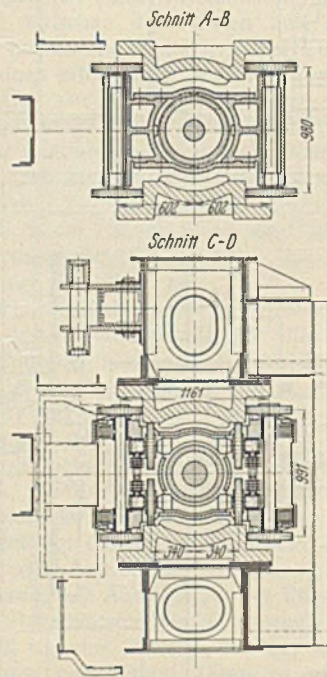
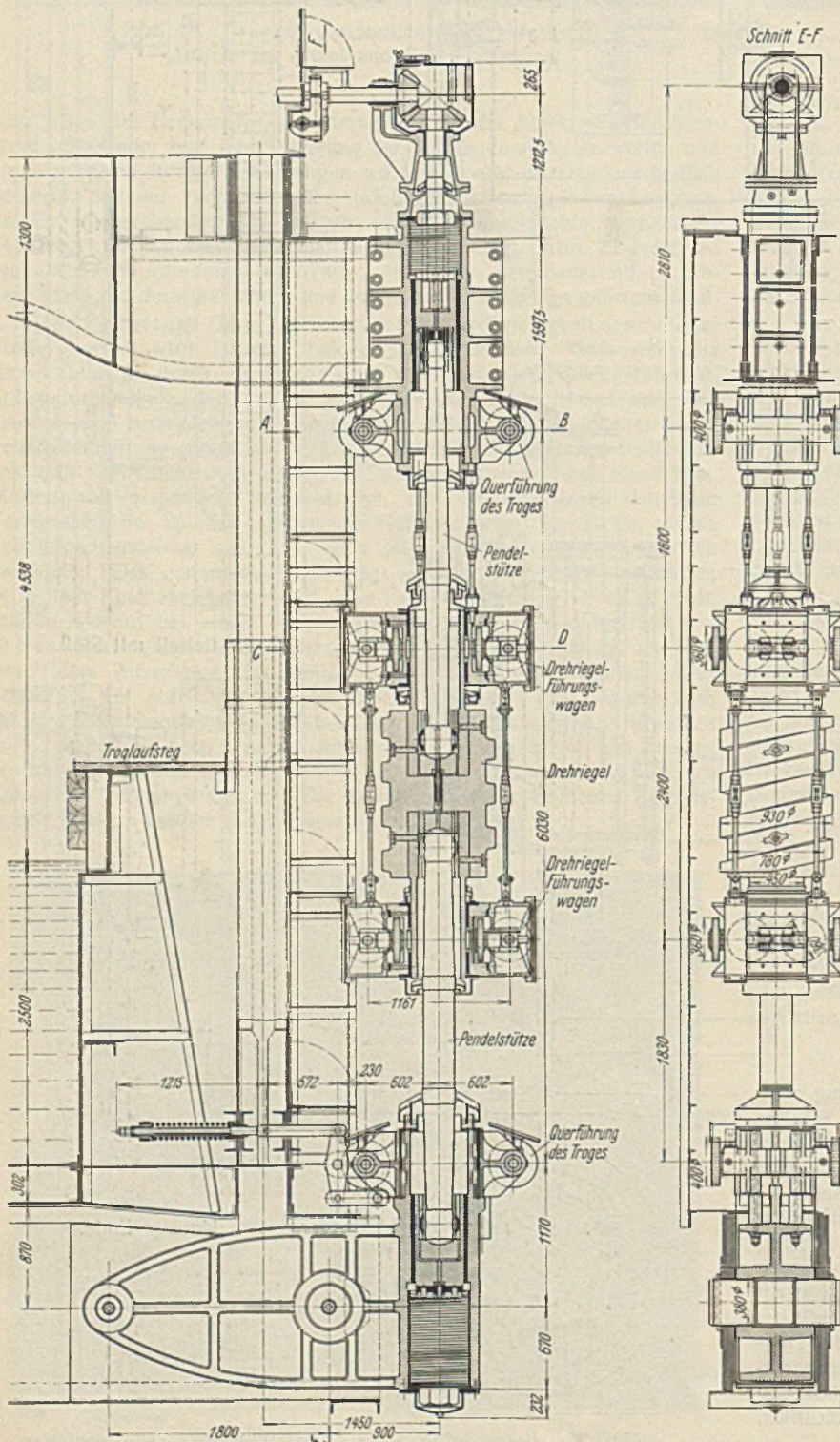


Abb. 27.  
Das Sicherheitsgesperre.

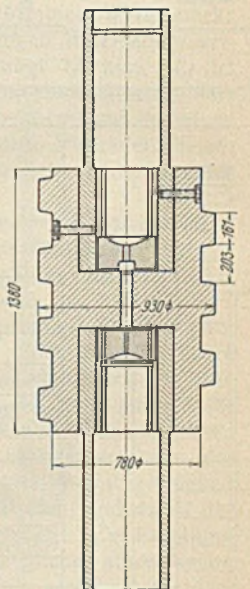


Abb. 28. Schnitt  
durch den Drehriegel.

vorgelege von der Antriebsmaschine her. Der Drehriegel wird durch einen Führungswagen, der an der Mutterbackensäule läuft, in seiner zentrischen Lage gehalten.

Der Drehriegel (Abb. 28) besteht aus Schmiedestahl von 50 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit (St 50.11). Er weist bei einer Länge von 1380 mm und einem äußeren Durchmesser von 930 mm ein Gewicht von 4410 kg auf. Der Steigungswinkel seines Gewindes, das rauh bearbeitet ist, beträgt 7 1/2°, so daß das Gewinde mit Sicherheit selbstsperrend wirkt. Die Stärke des Gewindes ist so reichlich bemessen, daß im Bedarfsfalle der senkrechte Spielraum gegenüber dem Gewinde der Mutterbackensäule durch Abdrehen um 20 mm vergrößert werden kann.

Die Pendelstützen, die den Drehriegel nach oben und nach unten gegen den Trog abstützen, sind im Drehriegel in festen Buchsen (Schuhen) kreuzkopfförmig und kardanisch gelagert, so daß sie drehfest mit ihm verbunden sind, aber



sowohl eine gewisse Schrägstellung wie auch Verschiebung in senkrechter Richtung ausführen können. Das ist erforderlich, damit der Drehriegel in seiner zentralen Lage innerhalb der Mutterbackensäule verbleiben kann, wenn der Trog sich in waagerechter Richtung verschiebt. Die kugelförmigen Köpfe der Pendelstützen ruhen in besonderen Pfannen aus gehärtetem Stahl.

Da von den Pendelstützen aus im Katastrophenfalle sehr große Kräfte auf den Trog und umgekehrt übertragen werden müssen und die Stahlkonstruktion des Troges nicht gut bis in die Mutterbackensäulen hinein-

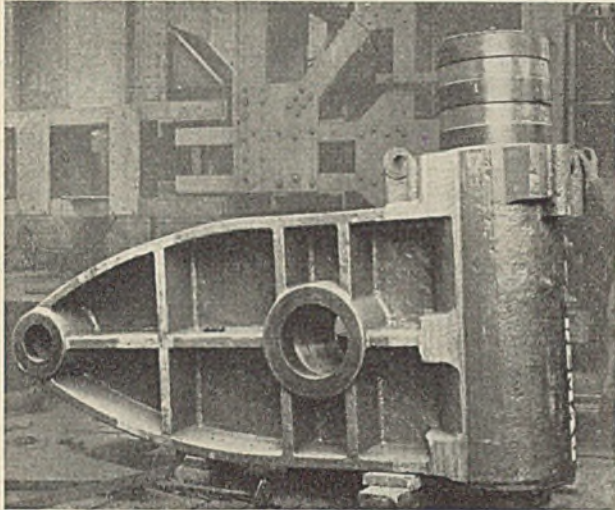


Abb. 29. Unteres Eckstück.

geführt werden konnte, sind am Trog für die Lagerung der Pendelstützen besondere Stahlgußstücke (Eckstücke) angebracht (Abb. 29). Diese Eckstücke sind mit der Stahlkonstruktion des Troges durch einen starken Hauptbolzen verbunden, während ein zweiter Hilfsbolzen an dem inneren Arm des Eckstücks eine Drehung verhindert. Um diesen Hilfsbolzen kann das Eckstück nach Lösen des Hauptbolzens ausgeschwenkt werden, wenn der Drehriegel aus- oder eingebaut werden soll. Die Lagerung der Pendelstützen in den Eckstücken ist im übrigen in ähnlicher Weise ausgeführt wie am Drehriegel, nur daß der Lagerschuh drehbar gelagert sein muß, weil die Eckstücke sich nicht mitdrehen können. Die Lager der Pendelstützen werden in den Eckstücken durch Gewindepfropfen mit selbstsperrendem Gewinde gehalten und in der richtigen Höhe eingestellt. Da diese Pfropfen auch im Katastrophenfalle die ganze Kraft von den Pendelstützen auf die Eckstücke übertragen müssen, sind sie besonders am unteren Eckstück sehr kräftig ausgebildet. Auf dem unteren Gewindepfropfen ruht auch das bedeutende Eigengewicht der Pendelstützen und des Drehriegels, die sich während der Trogbewegung drehen. Dieser Gewindepfropfen trägt daher eine besondere gehärtete Spurplatte. Durch den oberen Gewindepfropfen ist eine Welle hindurchgeführt, die über den oberen Pendelstützenschuh und die Pendelstütze den Drehriegel antreibt.

Bei der Lagerung der Pendelstützen ist zu berücksichtigen, daß hier kleine Bewegungen und langsame Drehungen unter großen Drücken auftreten. Es ist daher eine besonders sorgfältige Schmierung aller gleitenden Teile vorgesehen worden.

Um den Drehriegel herum ist ein Führungswagen angeordnet, der den Drehriegel zentrisch in der Mutterbackensäule hält. Er sitzt oben und unten an den Schuhen der Pendelstützen und läuft hier mit je acht Rollen an den dafür ausgebildeten Kanten der Mutterbackensäule. Seine Führungsrollen sind federnd

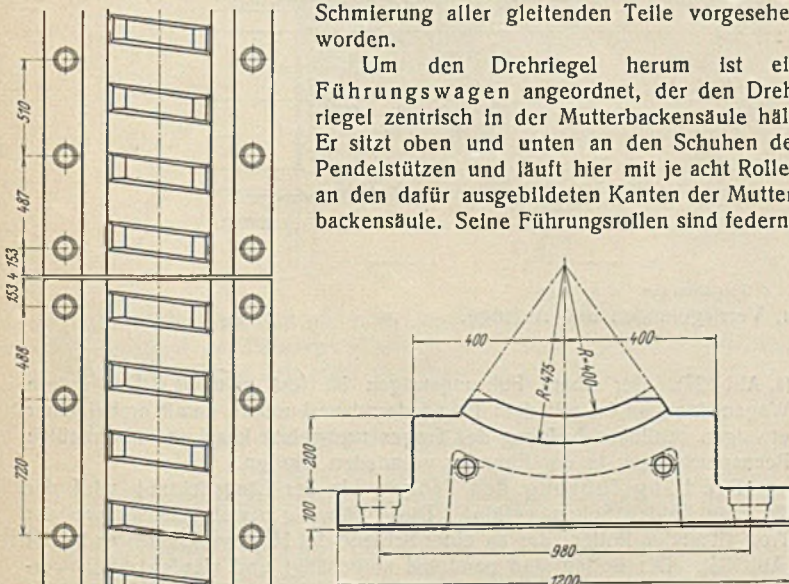


Abb. 30. Einzelheiten der Mutterbackensäule.

gelagert, um eine sichere und stoßfreie Anlage zu erzielen. Der Wagen ist mit Zugstangen an dem oberen Eckstück aufgehängt.

Die Mutterbackensäule (Abb. 30), in der der Drehriegel läuft, ist eine Gewindensäule, die in der Mitte geschlitzt ist, damit die Eck-

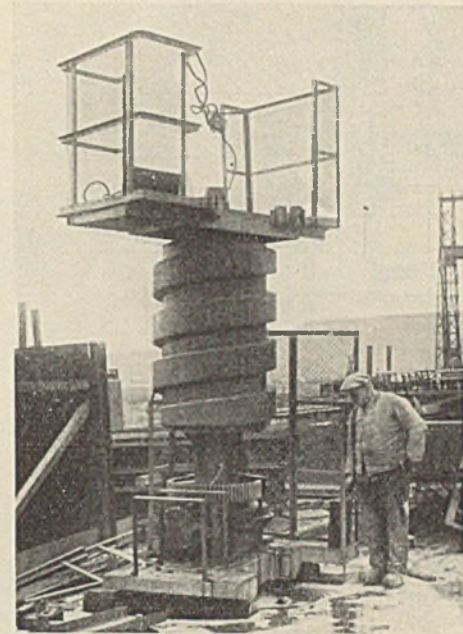


Abb. 31. Meßdrehriegel.

stücke des Troges, durch die der Drehriegel gehalten wird, hineingreifen können. Die Mutterbackensäule hat ein Innengewinde, das dem des Drehriegels entspricht, wobei jedoch die Zahnstärke und Gewindetiefe so bemessen ist, daß zwischen Drehriegel und Mutterbackengewinde oben und unten ein senkrechttes Spiel von je 30 mm und an beiden Seiten ein waagerechtes Spiel von je 10 mm verbleibt. Die Mutterbackensäulen sind aus Stahlguß in Stücken von etwa 6 m Länge hergestellt. Sie sind in der Werkstatt mit einer Sondermaschine so genau bearbeitet, daß sich nach der Montage beim Durchdrehen eines Meßdrehriegels (Abb. 31 u. 32)

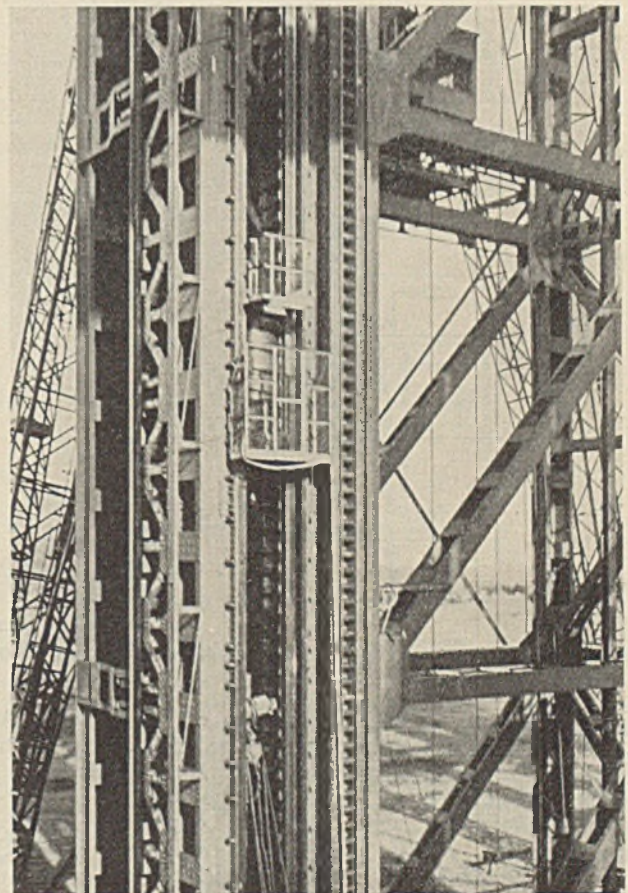
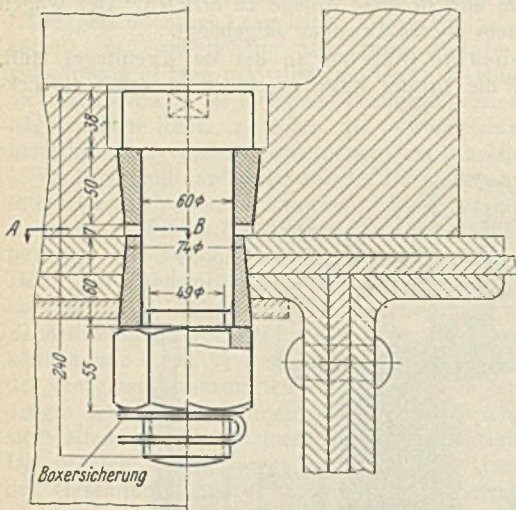


Abb. 32. Meßdrehriegel beim Durchfahren der Mutterbackensäule.



Schnitt A-B Ansicht

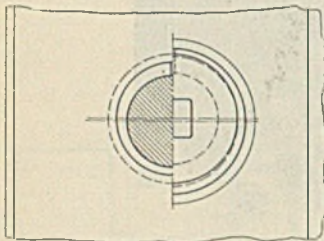


Abb. 33. Befestigung der Mutterbackenstücke.

kaum meßbare Abweichungen des durchlaufenden Gewindefadens gegenüber dem Sollmaß ergeben haben. Die Gewindefläche ist rau belassen. Die Einzelstücke der Mutterbackensäulen sind miteinander nicht verbunden, sondern für sich an dem Gerüst, das auch die Zahnstockleiter trägt, angeschraubt. Dabei sind kleine Zwischenräume vorgesehen worden, die durch Paßstücke ausgefüllt worden sind. Zur Befestigung der Mutterbackenstücke an der Stahlkonstruktion sind stählerne Bolzen

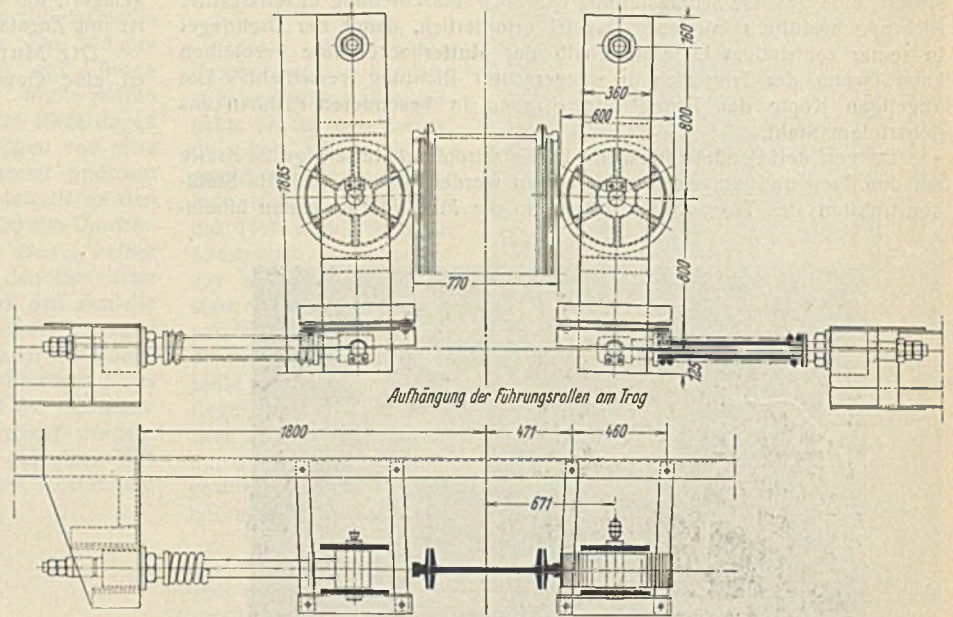
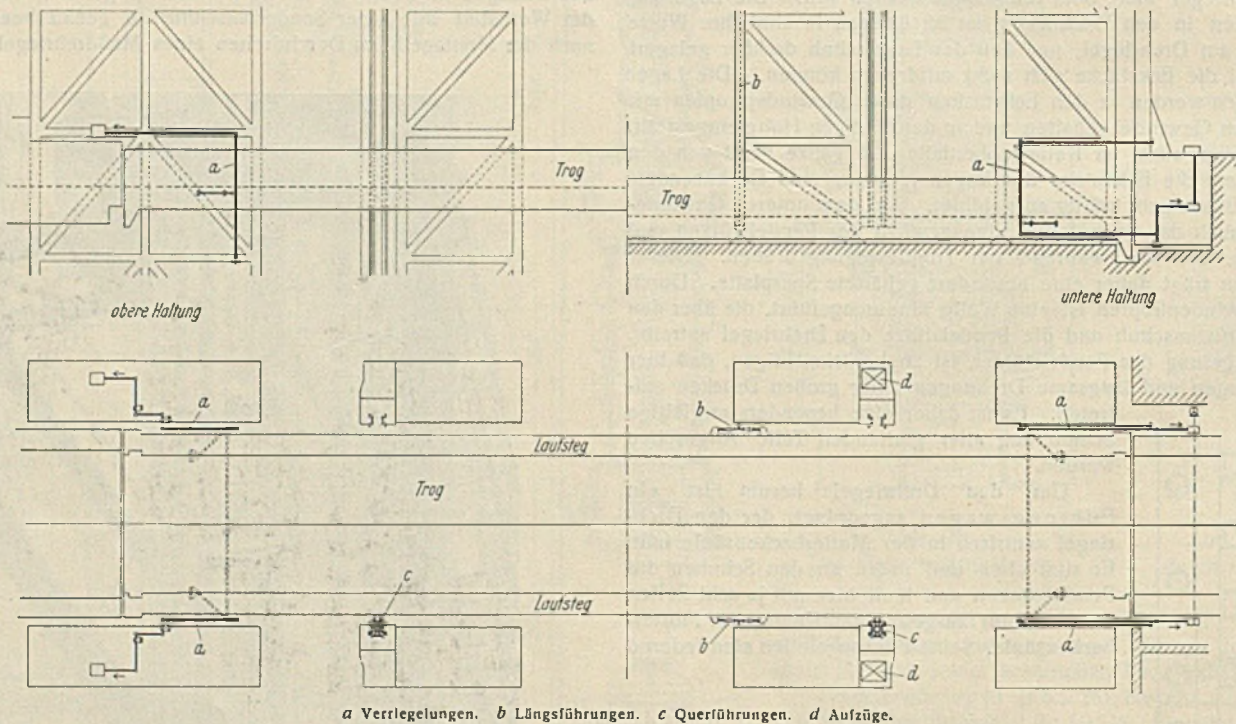


Abb. 35. Längsführung des Troges.

D. Die Führung des Troges.

Da der Trog an den Seilen pendelnd aufgehängt ist, muß verhindert werden, daß er infolge von Windkräften oder ungleichen Ritzeldrücken ausschwingt. Er wird daher sowohl in der Längs- wie in der Querrichtung durch besondere Führungen gehalten (Abb. 34).

Die Querrführung des Troges. Sie ist nur auf einer Seite angeordnet, weil für die Temperaturexpansion des Troges nach der anderen Seite ein gewisser Spielraum gelassen werden muß. Eine solche Querrführung ist an beiden Gerüsttürmen der Mutterbackensäulen vorhanden. Sie besteht aus einem oberen und einem unteren Führungswagen, die an den Eckstücken des Troges sitzen und an der Mutterbackensäule laufen



a Verriegelungen. b Längsführungen. c Querrführungen. d Aufzüge.

Abb. 34. Lage der Trogfürungen, Verriegelungen und Aufzüge.

verwendet worden, die in kegeligen Buchsen exzentrisch sitzen (Abb. 33). Durch Drehen dieser Exzenterbuchsen konnte ein genaues Fluchten der Bolzenlöcher von Stahlkonstruktion und Mutterbackensäule in der gewünschten Stellung erzielt werden, ohne daß ein Aufreiben der Bolzenlöcher erforderlich war. Hierdurch wurde die Montage nicht nur äußerst genau, sondern auch sehr beschleunigt. Die Übereinstimmung des Gewindefadens der Mutterbackensäulen mit den Zahnstockleitern ist durch eine besondere Meßvorrichtung über die ganze Höhe geprüft worden und hat nennenswerte Abweichungen nicht ergeben.

(s. Abb. 27). Der obere Führungswagen ist fest gelagert. Der untere Wagen dagegen ist mit dem Trog federnd verbunden, damit er bei einer etwaigen seitlichen Neigung des Troges nachgeben kann und übermäßige Beanspruchungen in der Führung vermieden werden.

Die Längsführung des Troges. In der Längsrichtung wird der Trog an beiden Seiten geführt. Diese Führung besteht aus je zwei am Trog sitzenden Rollen, die an einer Schiene des Hebewerksgerüsts laufen (Abb. 35). Die Rollen sind pendelnd aufgehängt und werden durch vorgespannte und in ihrer Bewegung begrenzte Federn in ihrer Lage dicht an den Führungsschienen gehalten, derart, daß sie nicht gegen die Schiene

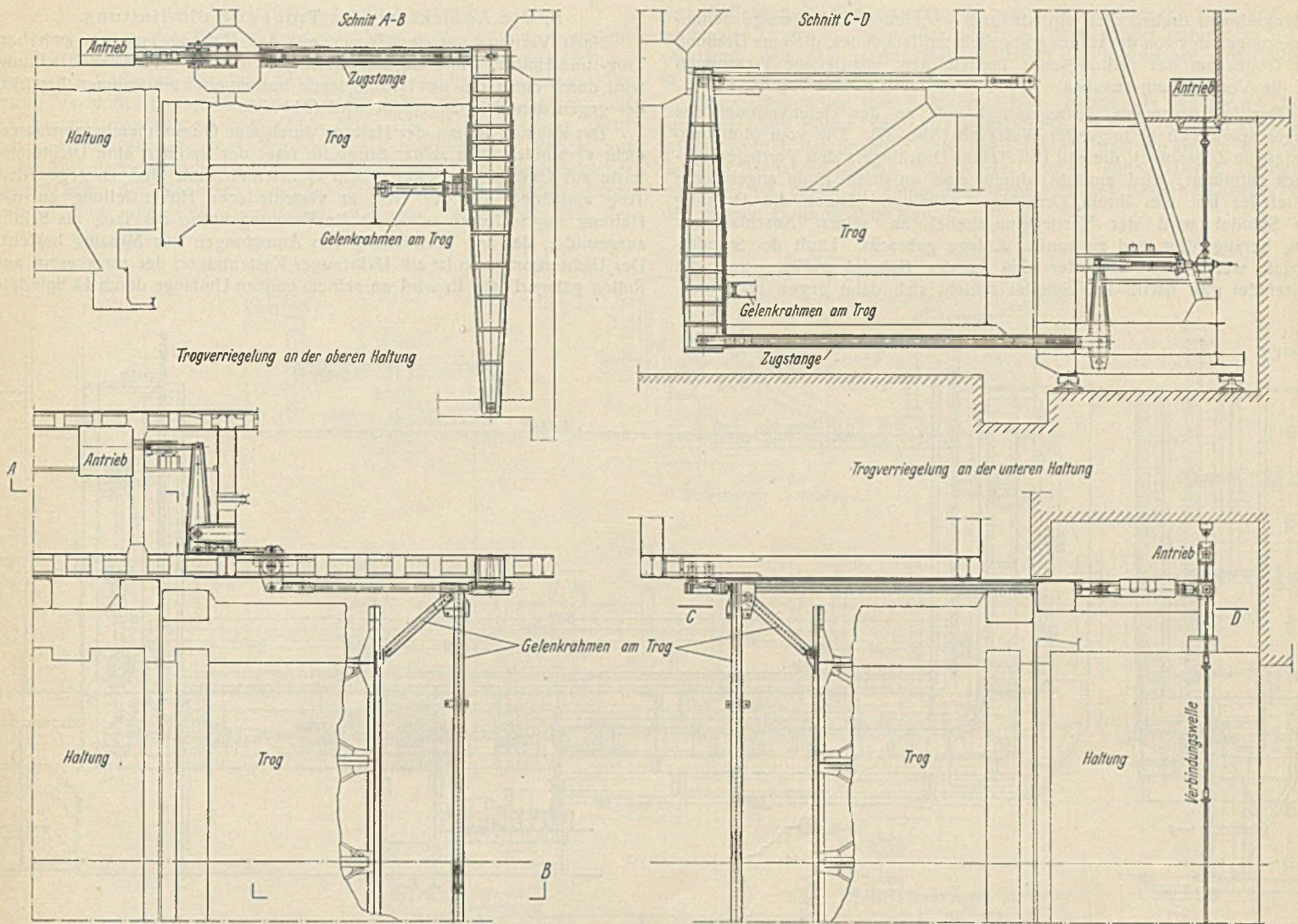


Abb. 36. Trogverriegelung.

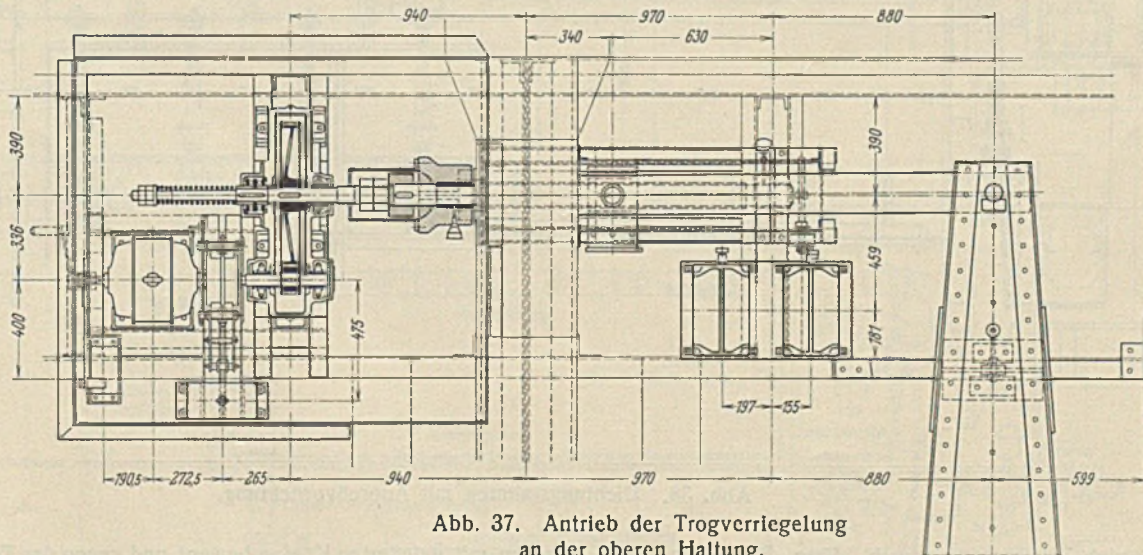


Abb. 37. Antrieb der Trogverriegelung an der oberen Haltung.

gepreßt werden, sondern nur beim Ausweichen Widerstand leisten. Diese Nachgiebigkeit der Führungsrollen ist erforderlich, damit Ungleichheiten der Führungsbahnen sich nicht als Stöße auf den Trog auswirken.

## II. Der Anschluß des Troges an die Haltung.

### A. Die Trogverriegelung.

Der Anschluß des Troges an die Haltung beginnt mit der Trogverriegelung (Abb. 36). Diese Verriegelung besteht an jeder Haltung aus zwei starken Hebeln, die auf beiden Seiten des Troges am Hebewerksgerüst angeordnet sind und gegen Anschläge am Trog andrückt werden. Das Andrücken geschieht auf jeder Seite für sich

durch eine Zugspindel, die von einem Elektromotor getrieben wird und über ein Umlenkgestänge an dem betreffenden Hebel angreift. Damit der Trog vor der jeweiligen Haltung in verschiedener Höhenstellung verriegelt werden kann, besitzt der Hebel eine entsprechend lange Anschlagfläche. Der Anschlag am Trog wird nicht durch ein festes Widerlager, sondern durch einen unter dem Trogboden angebrachten trapezförmigen Gelenkrahmen gebildet. Die kurzen Seiten dieses Rahmens sind so gegeneinander gerichtet, daß sich ihre Verlängerungen in der Fuge zwischen Trog und Haltung schneiden. Durch diese Bauweise wird einmal erreicht, daß der Trog durch beide Verriegelungshebel gleichmäßig gehalten wird, weil der Gelenkrahmen ungleiche Drücke beider Seiten ausgleicht. Andererseits kann sich der Trog um seinen durch die Verriegelung gehaltenen

Gelenkrahmen drehen. Es wird dadurch vermieden, daß etwaige Seitenbewegungen des von der Haltung abgekehrten Trogendes, die eine Drehung des Troges um das Haltungsende herbeiführen, unzulässige Pressungen auf die Verriegelung ausüben.

Das Andrücken des Verriegelungshebels an den Gelenkrahmen des Troges spielt sich in folgender Weise ab (Abb. 37). Die vom Motor angetriebene Zugspindel, die mit Hilfe eines Drucklagers den Verriegelungsdruck aufnimmt, wird zunächst durch eine an ihrem Ende angebrachte Haltefeder frei von ihrem Drucklager gehalten. Durch die Drehung der Spindel wird der Verriegelungshebel an seinen Anschlag am Trog herangeführt und zu sanfter Anlage gebracht. Läuft der Spindeltrieb weiter, so wird der Zug in der Spindel größer, und die Haltefeder gibt nach. Die Spindel schiebt sich dann gegen ihr Druck-

B. Die Andichtung des Troges an die Haltung.

Nach Verriegelung des Troges mit der Haltung muß der zwischen Trog- und Haltungsende liegende Spalt gedichtet werden. Diese Dichtung wird durch einen um das Haltungsende herumgeführten Rahmen bewirkt, der gegen den Trog angepreßt wird (Abb. 38).

Der Rahmen ist mit der Haltung durch eine Gummimembrane wasserdicht verbunden. An seiner Stirnseite trägt der Rahmen eine Dichtungsleiste aus Gummi von elliptischem Querschnitt, mit der er gegen den Trog abdichtet. Da der Trog in verschiedener Höhenstellung an die Haltung angeschlossen wird, ist die Dichtungsfläche am Trog als Schild ausgebildet, das zur Vermeldung von Anrostungen aus Messing besteht. Der Dichtungsrahmen ist ein U-förmiger Kastenträger, der ringsherum auf Rollen gelagert ist. Er wird an seinem ganzen Umfange durch 14 Spindel-

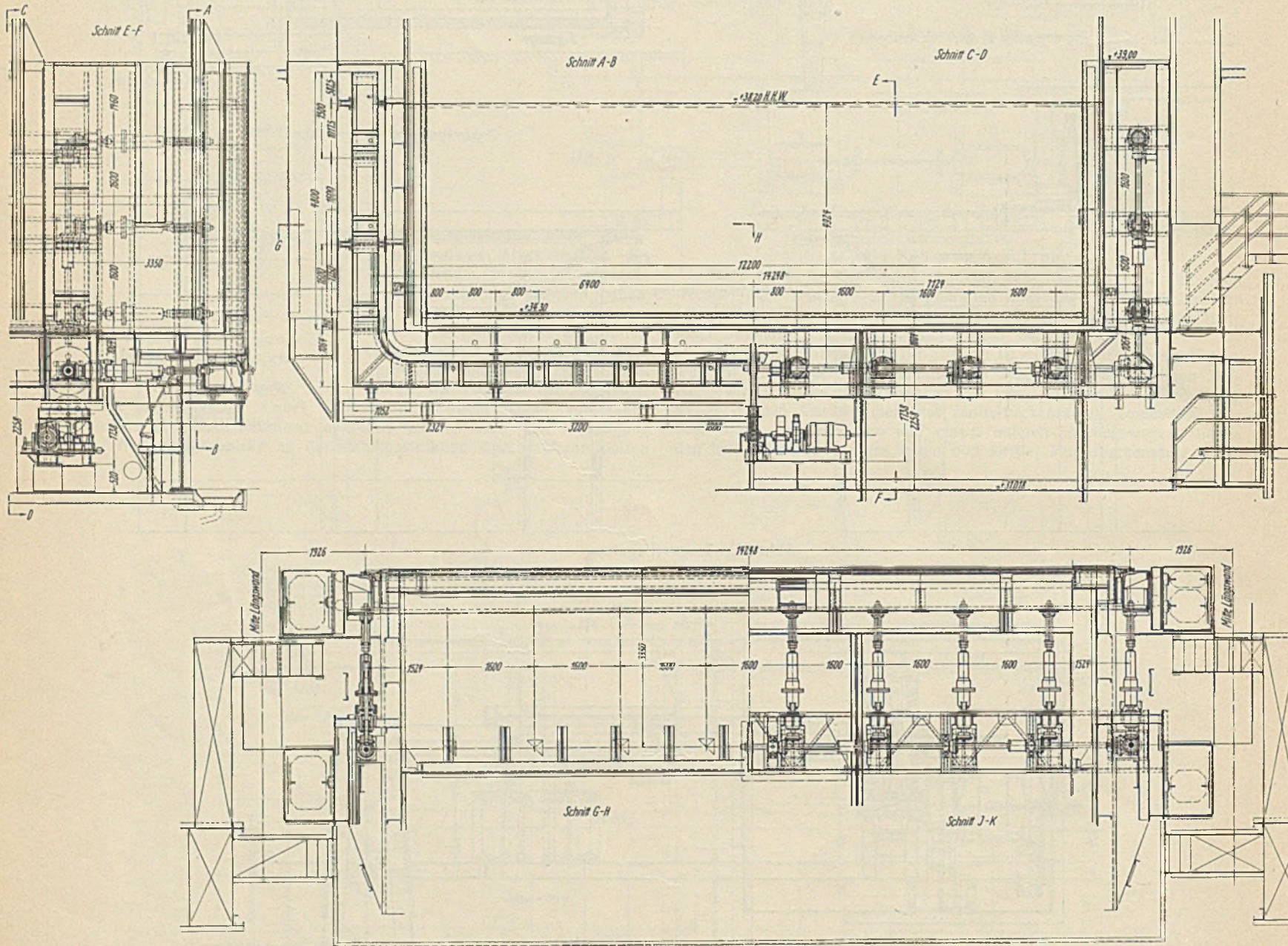


Abb. 38. Dichtungsrahmen mit Anpreßvorrichtung.

lager, wobei der Antrieb gleichzeitig durch diese Bewegung ausgeschaltet wird. Liegt die Spindel noch nicht fest an ihrem Drucklager an, so wird sie beim Verschieben des Dichtungsrahmens gegen den Trog durch den hierbei auftretenden Druck vollends gegen ihr Drucklager gezogen.

An der unteren Haltung, wo bei hohem Unterwasser ein größerer Spaltwasserdruck auftritt, sind die Verriegelungshebel und ihr Antrieb mit dem Haltungsabschluß selbst verbunden worden, um die Kräfte unmittelbar auf diesen überzuleiten. Bei der oberen Trogverriegelung war dies aus baulichen Gründen nicht möglich. Auch ist der Spaltwasserdruck hier wegen des annähernd gleichbleibenden Oberwasserstandes geringer. Die Kräfte werden daher vom Hebewerksgerüst aufgenommen, an dem auch die Antriebsmaschine sitzt.

pressen mit gefederten Köpfen bewegt und gegen das Trogschild gedrückt. Um einen gleichmäßigen Vorschub des Rahmens zu erzielen, sind sämtliche Spindelpressen durch eine Wellenleitung verbunden, die über mehrere Vorgelege und eine Rutschkupplung von einem Elektromotor angetrieben wird. Der Rahmen wird so weit vorgeschoben, daß die Federn der Pressen etwas zusammengedrückt werden. Hierdurch wird eine gleichmäßige Anpressung erzielt. In Verbindung mit dem Zusammendrücken der Federn wird der Antrieb ausgeschaltet.

Die Befestigung der Gummidichtungen geht aus Abb. 39 hervor. Die Gummimembrane, die bei gefülltem Spalt durch den Wasserdruck belastet wird, wird durch Flansche unterstützt, die der Biegung der Membrane angepaßt sind. Um die Dichtungsmembrane an den Ecken des Rahmens herumführen zu können, ohne daß bei der Bewegung unzulässige Zerrungen entstehen, sind die Ecken des Rahmens stark abgerundet.

C. Die Spaltfüllung und Leerung.

Die Füllung des Spaltes zwischen Trog und Haltung geschieht von der jeweiligen Haltung aus. Das Wasser wird von der Haltung durch zwei Füllrohre zu einer Verteilerleitung geführt, die durch eine Anzahl Verbindungsrohre (Steigerohre) für gleichmäßigen Zustrom auf der ganzen Spaltbreite sorgt (Abb. 40). Die Verteilerleitung dient auch zur Entwässerung des Spaltes und ist zu diesem Zweck mit einem Abflußrohr versehen. Füll- und Abflußrohre sind durch Schieber verschließbar, die elektrisch angetrieben werden. Die Antriebe dieser Schieber sind miteinander verbunden, und zwar derart, daß stets der

zum Auffangen des Spaltwassers eine bewegliche Klappe, die beim Vorbeifahren des Troges zurückgedrückt wird und dann wieder unter dem Spalt vorklappt. Bei der unteren Haltung stürzt das Restwasser unmittelbar in den vorgenannten Pumpensumpf.

Die Schieber und ihre Antriebmaschine stehen bei der oberen Haltung auf einer Bühne unter der Kanalbrücke. An der unteren Haltung ist der Antrieb der Schieber nach oben geführt, weil die Gefahr besteht, daß die Hebewerkswanne voll Wasser laufen kann. Diese Antriebmaschine ist daher in einem Maschinenraum des Betriebsgebäudes an der unteren Haltung aufgestellt.

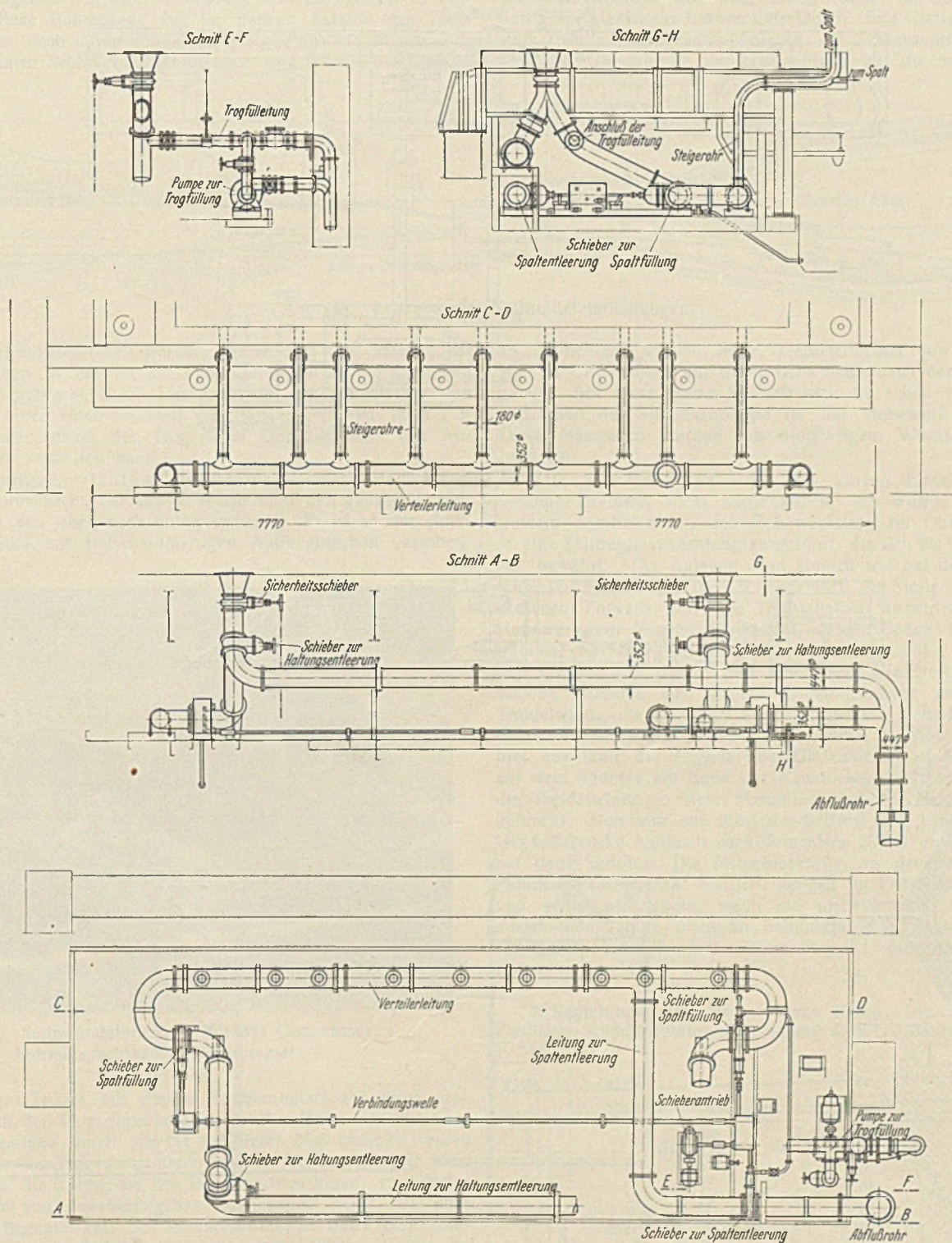


Abb. 40. Einrichtung zur Füllung und Entleerung des Spaltes zwischen Trog und oberer Haltung.

eine Schieber geschlossen wird, ehe der andere sich öffnet (Abb. 41). Das Spaltwasser der oberen Haltung wird durch das Abflußrohr dem Unterwasser zugeführt. Bei der unteren Haltung wird es in den Pumpensumpf der Hebewerkswanne geleitet und von dort in das Unterwasser gepumpt. Die Verteilerleitung schließt an den Spalt oberhalb des Dichtungsrahmens an. Durch sie kann daher nicht alles Wasser aus dem Spalt abgelassen werden. Das Restwasser stürzt beim Zurückziehen des Dichtungsrahmens nach unten und wird bei der oberen Haltung von einer Rinne aufgefangen, die es zum Abflußrohr leitet. Die Rinne trägt

Die Menge des Spaltwassers, das durch die Füll- und Entleerungseinrichtung zu- und abgeleitet wird, beträgt etwa 5 bis 7 m<sup>3</sup>. Da die Rohrweiten sehr reichlich bemessen sind, dauert das Füllen des Spaltes nur etwa 30 sek, das Leeren etwa 20 sek.

Die Füllleitungen tragen außer den betriebsmäßigen Absperrschiebern unmittelbar hinter ihrem Anschluß an die Haltungen noch Sicherheitsschieber, die beim Undichtwerden der Füllschieber ein Auslaufen der Haltungen verhindern können. Sie werden von Hand bedient.

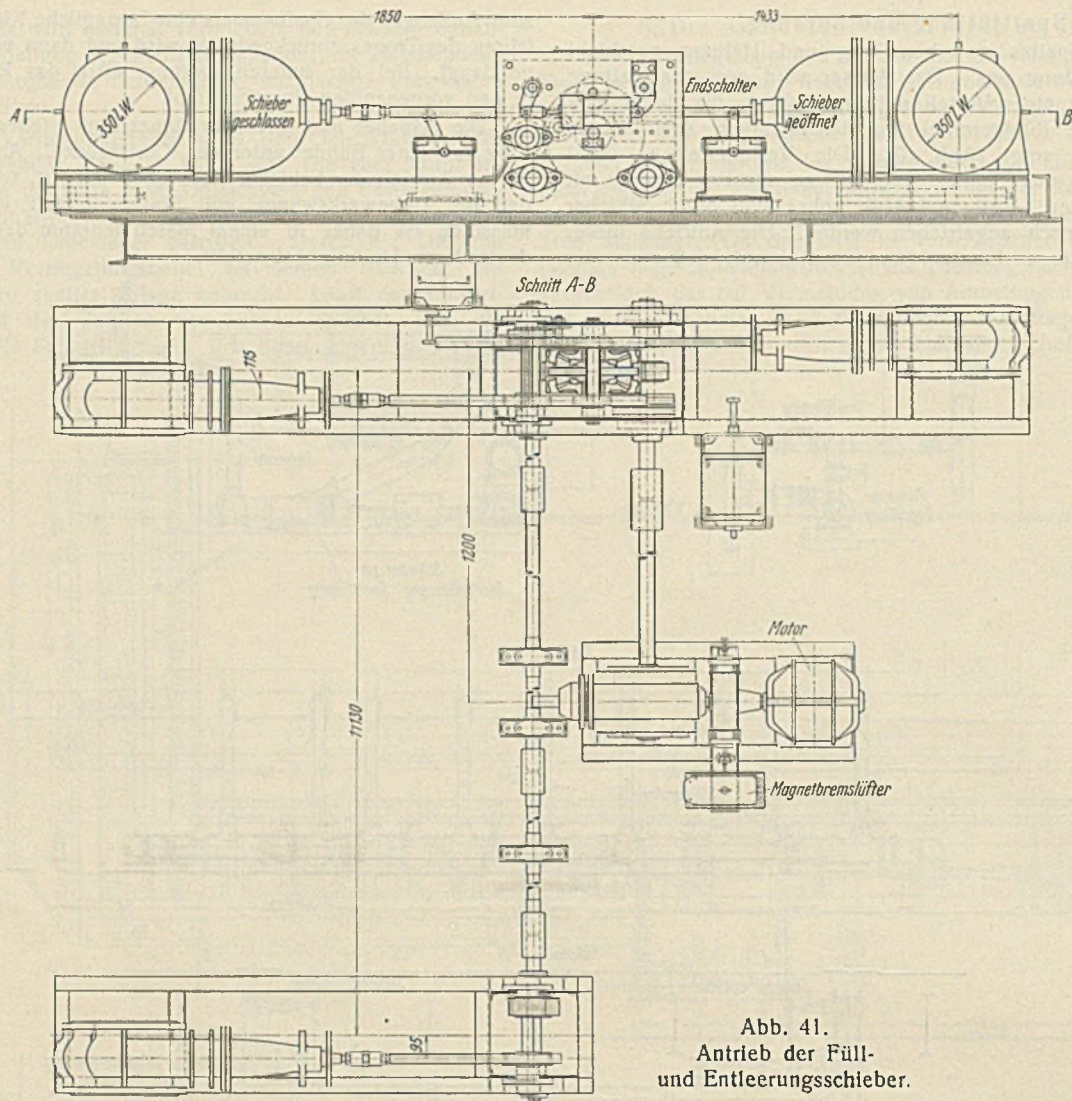


Abb. 41.  
 Antrieb der Füll-  
 und Entleerungsschieber.

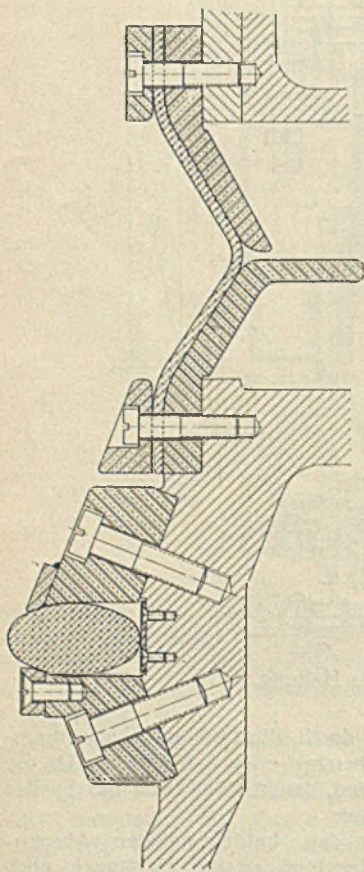


Abb. 39.  
 Befestigung der Gummimembrane  
 und der Gummidichtungsleiste.

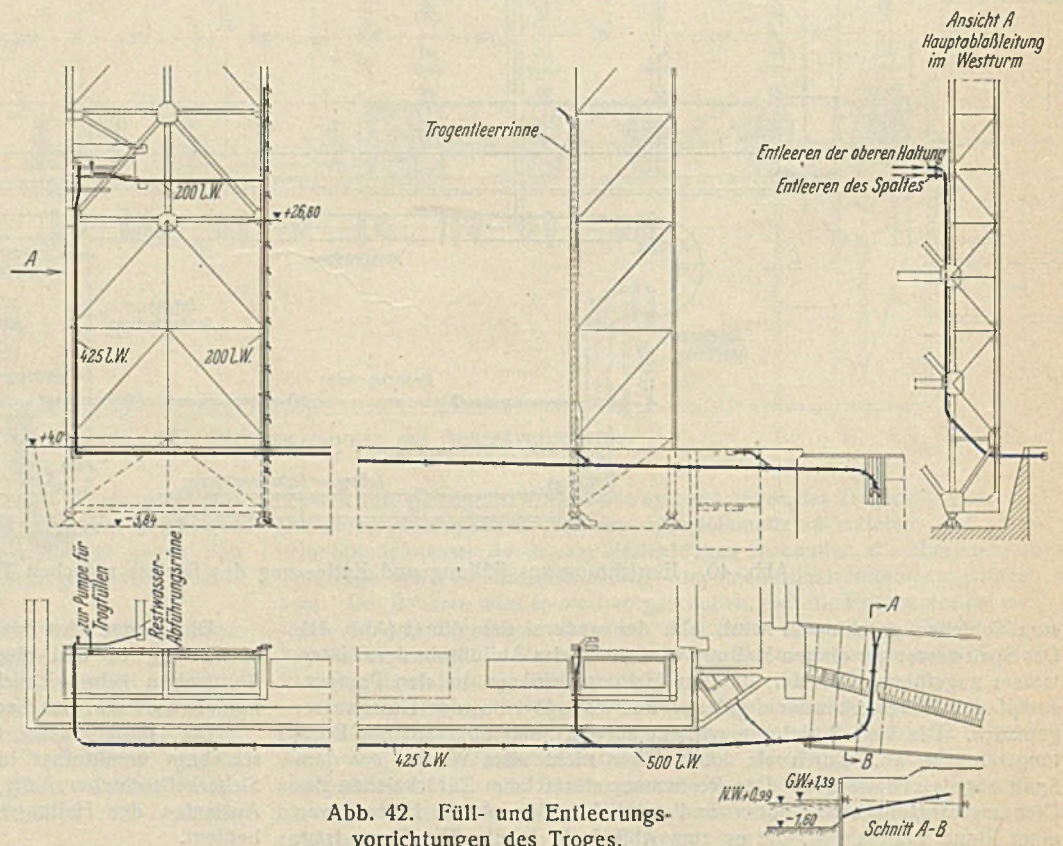


Abb. 42. Füll- und Entleerungs-  
 vorrichtungen des Troges.

An die Füllrohre der oberen Haltung schließt eine weitere Rohrleitung an, die zum Abflußrohr führt. Durch diese kann die Kanalbrücke entleert werden.

### III. Die maschinellen Nebeneinrichtungen.

#### A. Die Füll- und Entleerungsvorrichtungen des Troges.

Um den Wasserstand des Troges im Notfall auch während der Fahrt berichtigen zu können, sind besondere Füll- und Entleerungsvorrichtungen vorhanden (Abb. 42).

Die Füllvorrichtung besteht aus einer Rohrleitung von 200 m l. W., die am Hebewerksgerüst befestigt ist und mit dem Oberwasser in Verbindung steht. Diese Rohrleitung ist im ganzen Bereich der Trogbewegung von oben nach unten geführt und trägt im Abstände von 2 m Zapfstützen, die durch Schieber abgeschlossen sind. An diese Stützen

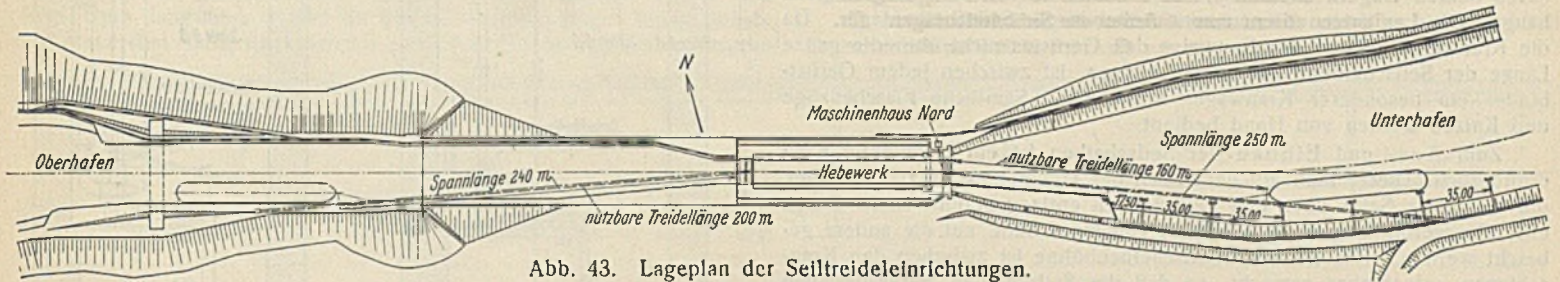


Abb. 43. Lageplan der Seiltreideleinrichtungen.

kann ein Füllrüssel angeschlossen werden, der an dem Trog befestigt ist und durch Seilwinden in die für die Verbindung mit dem Zapfstützen erforderliche Lage gebracht wird. Der Anschluß des Rüssels an den Trog ist ebenfalls durch einen Schieber verschlossen. Er sitzt etwa 2 m über dem Trogboden, damit der Trog beim Undichtwerden des Anschlusses nicht ganz auslaufen kann.

Die Entleerungsvorrichtung besteht aus einem am Hebewerksgerüst sitzenden Rohrschacht, der sich ebenfalls über den ganzen Bereich der Trogbewegung von oben nach unten erstreckt. Er ist an der einen Längsseite offen und mit leitschaukelartigen Auffangblechen versehen.

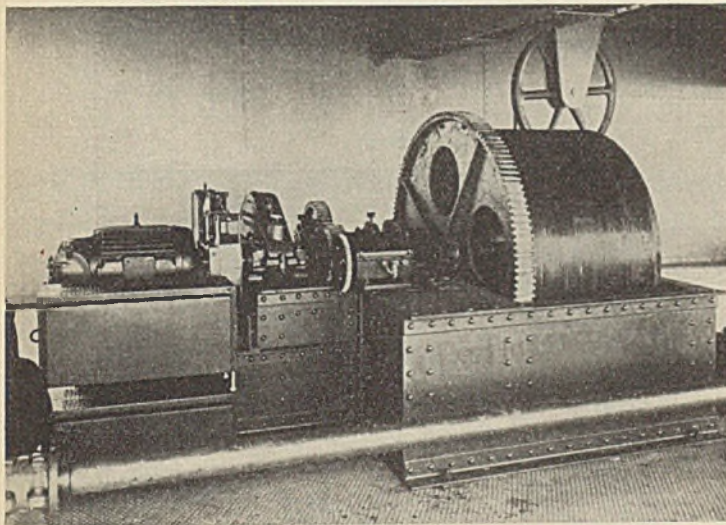


Abb. 44. Seiltreideleinrichtung für das Oberwasser. Antriebmaschine mit Seiltrommel.

möglichst zu beschleunigen. Zu diesem Zweck ist im Ober- und Unterwasser sowohl für das Hereinziehen der Schiffe in den Trog wie auch für das Herausziehen eine mechanische Treidelei vorgesehen (Abb. 43). Zur Einfahrt liegen die Fahrzeuge etwa 80 bis 100 m vor dem Hebewerk in den Vorhäfen bereit, während die ausfahrenden Fahrzeuge bis zu den Koppelstellen am Ende der Vorhäfen in etwa 1000 bis 500 m Entfernung getreidelt werden müssen.

Die Lokomotivtreidelei. Für lange Treidelstrecken können zweckmäßig nur Lokomotiven verwendet werden. Das Heraustreideln der Fahrzeuge aus dem Trog erfolgt daher im Ober- und Unterwasser durch eine elektrische Lokomotivtreidelei. Ihre Gleise und Stromleitungen sind an die bestehenden Anlagen der Schleusentreppe angeschlossen. Um eine Überführung der Lokomotiven auf die andere Hebewerkseite

zu vermeiden, wurden diese Treidelstrecken sowohl im Oberwasser wie im Unterwasser auf die gleiche Seite nach der Schleusentreppe zu gelegt. Auf diese Weise konnten auch die schon vorhandenen Treidelmaschinen der Schleusentreppe für das Hebewerk verwendet werden. Diese Maschinen werden mit einphasigem Wechselstrom von 550 V betrieben.

Die Seiltreidelei. Für die kurzen Einfahrtstrecken ist eine Lokomotivtreidelei nicht wirtschaftlich. Es wurde daher für das Eintreideln der Schiffe in den Hebewerkstrog im Ober- und Unterwasser je eine Seiltreideleinrichtung ausgeführt, die sich für kurze Treidelstrecken gut bewährt. Die Anlagen sind ähnlich wie bei der Zwillings-Schachtschleuse Fürstenberg a. d. O.<sup>3)</sup> ausgeführt. An Stelle des dort umlaufenden endlosen Zugseils, das von Treibscheiben angetrieben wird, ist beim Hebewerk ein Zugseil verwendet, dessen Enden sich von einer Seiltrommel ab- bzw. auf diese aufwickeln (Abb. 44). Diese Bauweise hat den Vorteil, daß das Zugseil sich gegen die Treibtrommel nicht verschiebt, wodurch eine genaue Endausschaltung erreicht wird. Diese Treidelwinde, die elektrisch angetrieben wird, steht für die Treidelei des oberen Vorhafens auf der Seilscheibenbühne des Hebewerksgerüsts. Von hier aus läuft das Zugseil über Umlenkrollen nach dem Abspannturm auf dem Südufer am Ende der Kanalbrücke. Am unteren Vorhafen ist die Treidelwinde in dem Maschinenraum des Betriebsgebäudes untergebracht. Von hier aus führt der Seilzug über Umlenkrollen unter der Gebäudebrücke hindurch nach dem etwa 250 m entfernten Abspannturm auf dem Südufer. Die Mitnehmerselle, an denen die zu treidelnden Fahrzeuge festgemacht werden, hängen an Federrollen, auf die sie sich von selbst aufwickeln, wenn sie nicht belastet sind, um ein- und ausfahrende Schiffe nicht zu behindern. Die Zugkraft der Seiltreideleinrichtung beträgt wie in Fürstenberg 4 t, die größte Zuggeschwindigkeit etwa 1 m/sek.

<sup>3)</sup> Regierungs- und Baurat Hans Koch, Die Seiltreidelanlage der Zwillings-Schachtschleuse Fürstenberg a. d. O., Bautechn. 1930, Heft 43, S. 654.

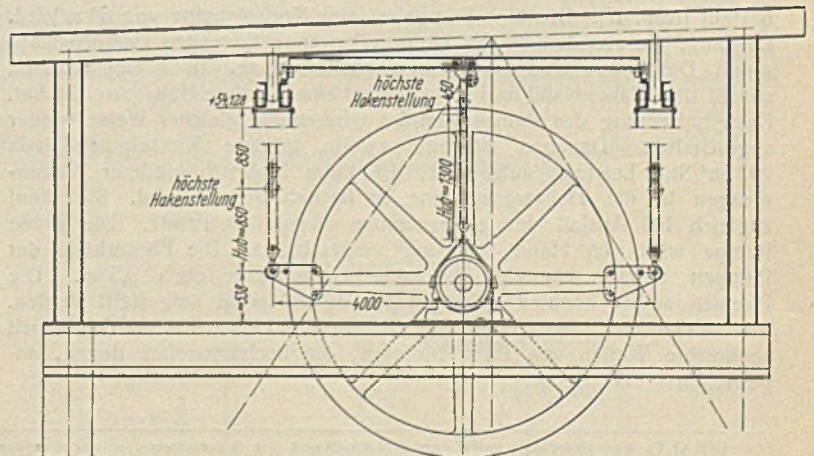


Abb. 45. Kraneinrichtung zum Anheben der Seilscheiben und Lager.

Zur Verbindung des Troges mit diesem Entleerungsschacht dient eine Düse. Diese ist an den Trog gleichfalls in etwa 2 m Höhe angeschlossen, so daß der Wasserstand durch sie bis auf dieses Maß gesenkt werden kann. Die Düse ist am Trog durch einen Schieber abgesperrt. Sie führt bis unmittelbar an die Leitbleche des Rohrschachtes heran, so daß das auslaufende Wasser von den Leitblechen aufgefangen wird. Der über dem Unterwasser liegende Teil des Rohrschachtes ist durch eine Rohrleitung mit dem Unterwasser verbunden, so daß das Wasser dorthin abfließen kann. Aus dem unteren Teil stürzt das Wasser frei in den Pumpensumpf der Hebewerkswanne und wird von hier aus durch Pumpen nach dem Unterwasser gefördert. Die vollständige Entleerung des Troges geschieht durch einen Heber, der im Bedarfsfalle eingebaut wird.

Die Ein- und Auslauföffnungen am Trog können im Notfall bei Undichtwerden der betreffenden Schieber durch besondere Klappen verschlossen werden.

#### B. Die Treideleinrichtungen.

Da die Trogbewegung und ebenso auch das Anschließen des Troges an die Haltung und das Lösen des Anschlusses nur geringe Zeit erfordern, ist Wert darauf gelegt, auch das Aus- und Einfahren der Schiffe

C. Die Krane.

Wegen der großen Anzahl von Seilen, Seilscheiben und Seilscheibenlagern, die beim Hebewerk für die Aufhängung des Troges verwendet worden sind, und wegen der Schwierigkeiten, die eine etwaige Auswechslung infolge der großen Einzelgewichte bereitet, sind für diese Bauteile besondere Kraneinrichtungen vorgesehen.

Zum Anheben der Seilscheiben, deren Gewicht mit Achse und Lagern etwa 5500 kg beträgt, sind über den Seilscheiben jeder Seite am Hebewerkgerüst je zwei durchlaufende Kranbahnen angebracht (Abb. 45). Auf den unteren Flanschen dieser Bahnen läuft je eine Laufkatze mit einem Flaschenzug von 3,5 t Tragfähigkeit. An diesen Flaschenzügen wird die Seilscheibe mit besonderen Tragestücken aufgehängt. Auf den oberen Flanschen der Kranbahnen laufen leichte fahrbare Kranwagen, an deren beiden Trägern ebenfalls je eine Laufkatze von 0,5 t Tragfähigkeit hängt. Die Laufkatzen dienen zum Anheben der Seilscheibenlager. Da die Kranwagen wegen der Bauweise des Gerüsts nicht über die ganze Länge der Seilscheibenbühne fahren können, ist zwischen jedem Gerüstbinder ein besonderer Kranwagen vorhanden. Sämtliche Flaschenzüge und Katzen werden von Hand bedient.

Zum Aus- und Einbau der Seilscheiben ist ein besonderer Kran erforderlich. Dieser läuft auf dem Dach des Hebewerks auf zwei Gleisen, die auf jeder Seite über den Seilscheiben entlang geführt sind. Durch eine Querverbindung kann der Kran von einer Seite auf die andere gebracht werden. Das Dach der Seilscheibenbühne ist zwischen den Kranbahnen aufnehmbar gemacht, so daß die Seilscheiben herausgehoben werden können.

Der Kran ist ein fahrbarer Drehkran von 6 t Tragfähigkeit bei 8,5 m Ausladung (Abb. 46). Er wird elektrisch angetrieben, wobei für jede Bewegung ein besonderer Motor vorgesehen ist. Der Strom wird durch Schleifschienen zugeführt. Beim Anheben der Last wird der Kran an seinen Schienen verankert. Dasselbe geschieht in Ruhestellung zur Sicherung gegen Winddruck.

D. Die Pumpanlagen.

Die Pumpen an der unteren Haltung. Zum Entfernen des Restwassers aus der Spaltentleerung und des in der Hebewerkwanne sich sammelnden Regen- und Sickerwassers ist an der unteren Haltung eine Pumpenanlage aufgestellt, die aus zwei elektrisch angetriebenen Pumpen

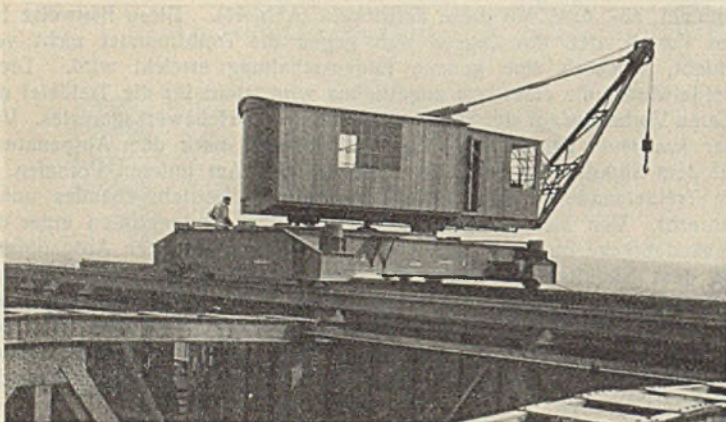


Abb. 46.  
Drehkran zum Ein- und Ausbau der Seilscheiben.

besteht (Abb. 47). Die eine Pumpe ist eine Kreiselpumpe von 60 m<sup>3</sup>/Std. Leistung, die aus dem in der Hebewerkwanne liegenden Pumpensumpf saugt. Die Pumpe wird durch einen Schwimmer selbsttätig eingeschaltet, sobald der Wasserstand im Pumpensumpf eine gewisse Höhe erreicht hat. Nach Entleerung des Pumpensumpfes wird sie in gleicher Weise wieder abgeschaltet. Daneben ist eine zweite, größere Kreiselpumpe von 200 m<sup>3</sup>/Std. Leistung aufgestellt, die beim Einbruch größerer Wassermengen in die Hebewerkwanne in Betrieb gesetzt wird. Sie dient zugleich bei Ausfall der erstgenannten Pumpe als Ersatz. Die große Pumpe wird von Hand ein- und ausgeschaltet. Die Förderhöhe der Pumpen beträgt bis zum höchsten Unterwasser etwa 9,5 m. Die Pumpen selbst konnten daher nicht hochwasserfrei aufgestellt werden. Sie stehen auf einer Bühne etwa in halber Höhe und werden durch senkrechte Wellen von ihren Motoren, die hochwasserfrei liegen, angetrieben.

Die Pumpe an der oberen Haltung. Auf der Maschinenbühne am oberen Haltungsabschluß ist eine Pumpe von 200 m<sup>3</sup>/Std. Leistung aufgestellt (s. Abb. 40). Sie dient zur Auffüllung des Troges, wenn dies in einer Trogstellung erforderlich ist, die so hoch liegt, daß das Wasser durch die Füllvorrichtung nicht mehr von selbst in den Trog fließt. Die Pumpe ist an ein Füllrohr der Spaltwasserleitung angeschlossen und drückt in die Füllleitung für den Trog. Der Antrieb dieser Pumpe ist ebenfalls elektrisch und wird von Hand geschaltet.

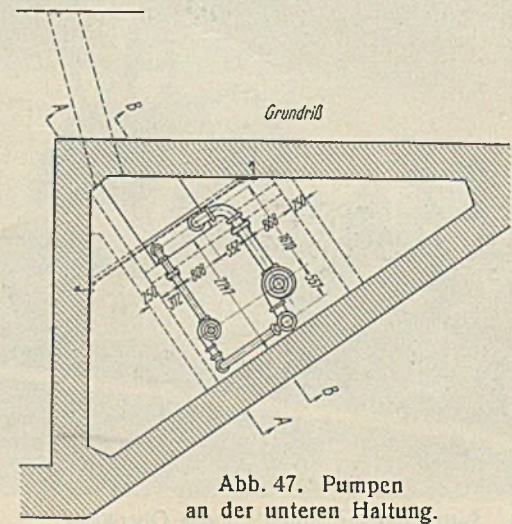
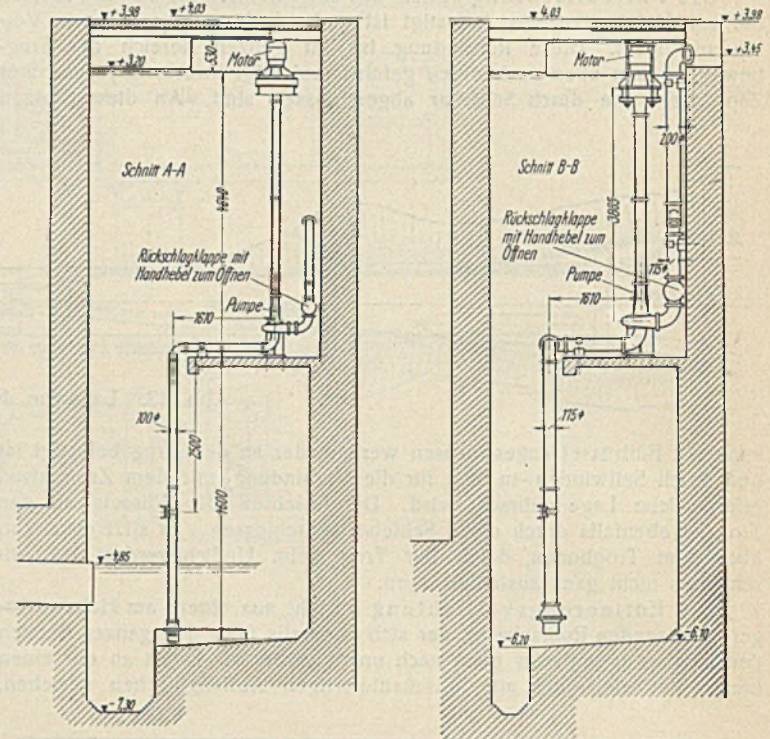


Abb. 47. Pumpen an der unteren Haltung.

Hilfspumpen. Zur Beseitigung von Sicker- und Regenwasser aus den Gruben der Gerüstwanne dient eine fahrbare Elmpumpe von etwa 0,65 kW Leistung. Für die Trinkwasserversorgung ist im Betriebsgebäude eine Elmoauswasserpumpe aufgestellt.

E. Die Aufzüge.

Wegen der großen Höhenunterschiede sind am Hebewerk zwei elektrische Aufzüge zur Beförderung von Personen und kleinen Lasten vorgesehen. Sie sind auf jeder Hebewerkseite in dem Gerüst hinter der nach dem Unterwasser zu liegenden Mutterbackensäule eingebaut. Zugänge zu den Aufzügen sind vom Gelände des Unterwassers, von dem Umgange in Höhe des Oberwassers und von der Seilscheibenbühne aus vorhanden. Die Aufzüge haben eine Grundfläche von 1500 · 1350 mm und eine Tragfähigkeit von 1000 kg oder 12 Personen. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 1,2 m/sek. Die Bedienung der Aufzüge geschieht durch Druckknopfsteuerung.