

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 1. März 1929

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einsturz der Stuttgarter Stadthalle.

Von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

Am 23. Juli 1925 stürzten, wie in der „Bautechnik“ 1925, Heft 35, S. 473 kurz mitgeteilt, sechs Binder der Stadthalle in Stuttgart-Berg ein und bildeten nachher zusammen mit den übrigen schon aufgebrachten Dachteilen einen Trümmerhaufen, der in seiner ganzen Ausdehnung aus den Abb. 1, 2 u. 3 hervorgeht. Man beachte: Kurz vorher, am 16. April 1925, war bei der Ludwigshafener Ausstellungshalle der in der „Bautechnik“ 1926, Heft 33, S. 474 erwähnte große Unfall vorgekommen, und außerdem Anfang Juli 1925 ein kleinerer Unfall an der Eßlinger

nicht vorgesehen. Die Giebelwände sollten erst nach Aufstellung der Binder errichtet werden. Während des Montierzustandes hatte also das Traggerippe in sich keine weitere Sicherung parallel zu den Längswänden, es war, wie im folgenden weiter ausgeführt wird, an sich labil und hätte gegen Längskräfte während der ganzen Montierdauer der zwischen Binder Nr. 1 bis 12 befindlichen Teile sorgfältigste mit besonderen Hilfskonstruktionen ausgesteift werden sollen. Die sonst übliche, sozusagen „traditionelle“ Längssicherung, die darin besteht, daß zwischen



Abb. 1.



Abb. 2.

Sängerhalle (vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 46, S. 679). Die ganze Angelegenheit fand ihre gerichtliche Erledigung in einer Hauptverhandlung vor dem großen Schöffengericht Stuttgart, in deren Verlauf der letzte von denen, gegen die ursprünglich die Voruntersuchung eingeleitet worden war, am 3. Dezember 1928 freigesprochen wurde. Unter Verzicht auf die Besprechung der bei der dreijährigen gerichtlichen Untersuchung aufgerollten Rechtsfragen sei im folgenden nur auf den technischen Teil des Einsturzes und der Einsturzursachen eingegangen.

Die wichtigsten Teile des ursprünglich geplanten Traggerippes, von dem der bis zum 23. 7. 1925 fertiggestellte Teil eingestürzt ist, waren:

- a) 12 Binder, als Dreigelenkbogen in Fachwerksystem ausgebildet, mit einer Stützweite von 49,80 m, einer Gelenkhöhe von 19 m über Hallenfußboden und einem Abstände (Bundweite) von 7,70 m,
- b) 16 Pfettenstränge, die aus einfachen, parallelgurtigen Fachwerkbalkenträgern von 7,7 m Stützweite zusammengesetzt sind und zur Aufnahme der Dachlasten und zu deren Weiterleitung auf die Binder dienen,
- c) Längswände zwischen den Stielen der Binder,
- d) Giebelwände in 7,7 m Abstand von den Mittelebenen des ersten und letzten Binders. Den architektonischen Entwurf der Halle zeigen die Abb. 4a bis c. Die Pfettenlage mußte jeweils der aus Abb. 4b ersichtlichen Konstruktion für die teilweise indirekt stattfindende Zuführung des Tageslichts angepaßt werden.

Der Aufbau des Traggerippes war so gedacht, daß die fertige Halle ihre Sicherung gegen in der Hallenlängsrichtung auftretende Kräfte (z. B. Winddruck auf die Giebelwände) durch die für sich standfähigen Giebelwände erhalten hätte. Irgendwelche weitere Sicherungen waren



Abb. 3.

einzelnen Binderpaaren in den durch den Obergurt der Binder gebildeten Flächen zwischen den Pfetten Winddiagonalen eingelegt werden, fehlte vollständig. Die Verhältnisse der Baustelle während des Aufziehens des dritten Binders zeigt Abb. 5. Der Bauzustand kurz vor dem Einsturz ist, wie auch durch die Hauptverhandlung bestätigt wurde, zutreffend in Abb. 6 u. 7 dargestellt. An Verstrebenen für Kräfte in der Richtung Nordwest nach Südost (Neckarstraße nach Villa Berg) — nach dieser Richtung ist der Bau eingestürzt — standen nur die sechs Streben D_1 bis D_6 zur Verfügung, über deren Länge und Anordnung alles Wissenswerte aus Abb. 6 u. 7 hervorgeht. In der Verhandlung wurde festgestellt, daß in der Richtung Neckarstraße innerhalb der Binderstützweite kein versteifendes Seil vorhanden

war. Ein solches wäre ja auch bei der aus Abb. 5 ersichtlichen Art des Hochziehens der Binder hinderlich gewesen. Mit Hilfe eines Einstellseils, das nach der Neckarstraße zu ging, wurden die Binder jeweils nach dem Aufziehen genau senkrecht eingestellt. Nimmt man als durchschnittliche, sicher nicht zu kleine Strebenstärke 20 cm an, und berücksichtigt man die vielleicht nicht ganz einwandfreie Strebenbefestigung und Verbindung der Strebenteile miteinander überhaupt nicht, so lassen sich die Längskräfte H , die im Gleichgewicht mit den am oberen Strebenende äußerstenfalls möglichen wagerechten Widerständen sind, aus den Strebenhöchstlasten (Bruchlasten, berechnet unter Berücksichtigung des Strebeneigengewichts) berechnen. Zu beachten ist, daß durch eine solche Längskraft H eine Strebendruckkraft D und eine das Bindergewicht vermindernde Kraft V entsteht (Abb. 9). Die vier mittleren Streben D_2 bis D_5 können höchstens zusammen eine dem Bruchzustand der Streben entsprechende, in Hallenlängsrichtung wirkende Kraft $\Sigma H = 3,55$ t aufnehmen, wahrscheinlich wegen der dabei auftretenden großen Formände-



Abb. 4a.

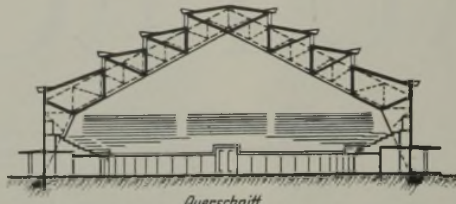


Abb. 4b.

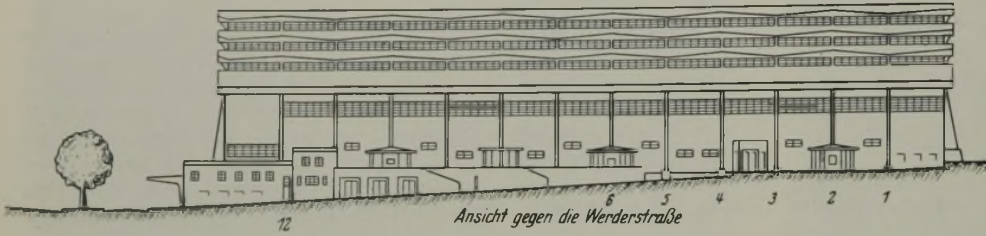


Abb. 4c.

rungen der oberen Strebenendpunkte nur einer wesentlich kleinen Kraft. Die zulässige Kraft ist $\frac{\Sigma H}{\nu}$ und z. B. mit der Sicherheitszahl $\nu = 4$ $\frac{\Sigma H}{\nu} = \frac{3,55}{4} = 0,9 \text{ t}$. Würde man die zulässigen Strebenkräfte mit der üblichen Bemessungsformel $J_{\text{eri}} = 70 P l^2$ rechnen, so ergäbe sich

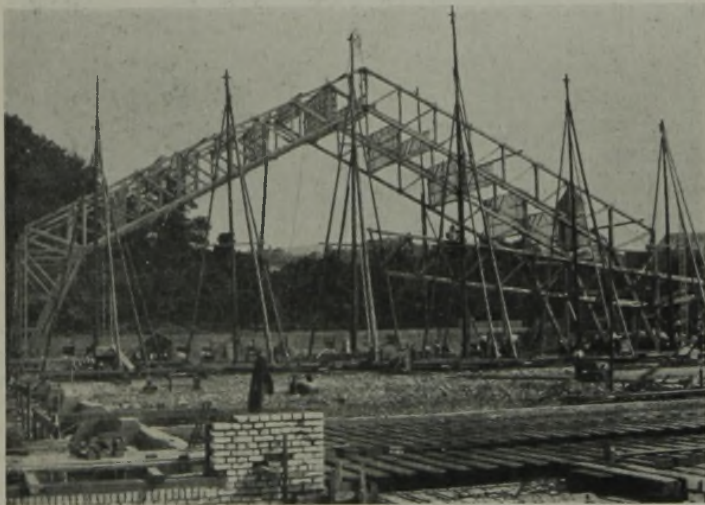


Abb. 5.

für das zulässige ΣH noch ein wesentlich kleinerer Wert als 0,9 t. Legt man für einen Binder zwischen den Knotenpunkten VII und VII eine Windangriffsfläche von 40 m² zugrunde, für die sechs Binder also, wenn man sich die Winddrücke auf jedem Binder gleich groß vor-

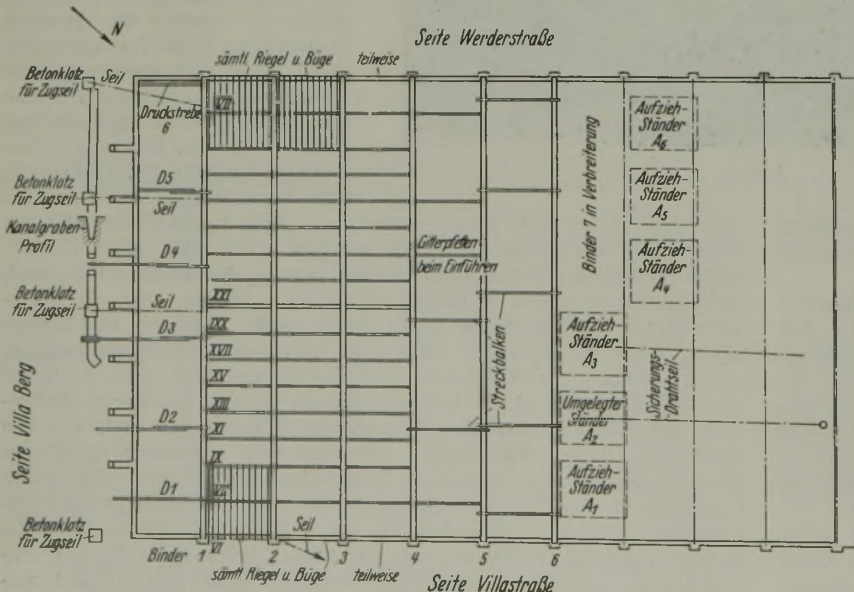


Abb. 6.

stellt, also ähnlich wie bei den Berechnungsgrundlagen eiserner Brücken, so ergibt sich im ganzen eine Windangriffsfläche von 240 m² (wobei der Wind auf die Pfetten und Sparren gar nicht berücksichtigt ist) und damit ein die Standsicherheit gefährdender Winddruck von $\frac{3550}{240} = 15 \text{ kg/m}^2$

und ein sozusagen zulässiger Winddruck von $\frac{900}{240} \approx 4 \text{ kg/m}^2$, gegenüber dem bei Fertigbauten, übrigens auch für Rüstungen vorgeschriebenen Werte von 125 bis 150 kg/m². Wenn irgend eine der für die Zerstörung verantwortlichen oder bei der Ausführung beteiligten Personen eine derartige einfache Überlegung angestellt hätte, so hätte man sich auf die ausschließliche Längsicherung durch die Streben nicht verlassen. Verhängnisvoll war auch die bei einem großen Teil der Beteiligten herrschende Meinung, daß nach Aufbringen der Pfetten ein räumliches widerstandsfähiges Traggerippe entstehe, das die Verstrebungen

D1 bis D6 eigentlich überflüssig mache. Es war also den Beteiligten der in den Unfallverhütungsvorschriften für die Montage von Eisenkonstruktionen in § 16 aufgestellte Grundsatz vollständig unbekannt. Dieser lautet: „Bei der Aufstellung von Bindern usw. sind außer den für ihre Standsicherheit notwendigen Vorrichtungen zum Abfangen der zuerst aufgestellten Teile beim weiteren Fortschreiten der Arbeiten sogleich auch genügend starke Diagonalverstrebungen (Sturmverbände) anzubringen. Der einfache Längsverband (d. h. im vorliegenden Fall die Fachwerkpfetten) genügt in keinem Falle.“ Die Pfetten waren übrigens seitlich an den Binderpfosten gelagert und soweit sich feststellen ließ, nur durch Vernagelung miteinander und den Bindern verbunden. Nach einer Zeugenaussage soll die endgültige Pfettenbefestigung vor dem Einsturz überhaupt noch nicht geklärt gewesen sein.

Schon aus dem vorhergehenden läßt sich auf die Ursache des Einsturzvorganges schließen. Betrachtet man aber noch die Binder unter ihrer Eigenlast und die dieser entsprechende Stützlinie, deren Knicklänge in der Projektion 49,8 m betrug, bedenkt man ferner, daß die seitliche Bindersteifigkeit bei dreiteiligem Gurtquerschnitt wesentlich kleiner war, als dem rechnermäßigen Querschnitt entspricht, und daß diese durch das Spiel des Bolzens im Scheitgelenk und durch die Art der Gurtstöße (ohne vollkommene Deckung) wesentlich vermindert war, so läßt sich über Einsturzursache und Einsturzvorgang folgendes aussprechen:

1. Die Binder waren bei dem aufgebrachten Teil der ständigen Last vollkommen labil, d. h. sie wären ohne weitere Abstützung schon bei Hinzutritt geringfügiger Kräfte rechtwinklig zu der Binderebene ausgeknickt und dadurch in der Nähe des Gelenks auseinandergebrochen.

2. Durch Wind in der Längsrichtung der Halle werden die in der Abb. 10 eingezeichneten Kräfte V und S wirksam. Durch V wird ein Teil der ständigen Last des ersten Binders aufgehoben. Dadurch tritt bei ihm, nicht bei den anderen Bindern, seine Eigensteifigkeit in Wirksamkeit, die bei Standfestigkeitsberechnungen sonst ganz unberücksichtigt bleibt.

3. Nach Überwindung der Tragfähigkeit der schrägen Abstützungen infolge entsprechend großer Kräfte S (durch Winddruck von höchstens 15 kg/m²) und der Eigensteifigkeit nur des ersten Binders (bei den anderen Bindern war sie wie gesagt unwirksam, weil sie schon an und für sich an der Knickgrenze waren, d. h. labil waren) trat der Einsturz ein. Der diesen verursachende Winddruck war nicht viel größer als 15 kg für 1 m² rechtwinklig getroffener Fläche.

Die „gedrehte“ Lage der eingestürzten Binder (Abb. 1, 8) Nr. 1 bis 5 läßt sich leicht an Hand eines Modells erklären, bei dem, wie durch die Längswände, die äußeren Binderstiele beim Einwirkenlassen der Längskräfte anfangs gehalten werden. Was den Binder Nr. 6 anbelangt, so ist dieser erst nachträglich auf den schon vorher mit den anderen umgefallenen Binder Nr. 5 gefallen. Das Lichtbild Abb. 1 zeigt deutlich, wie er auf dem gedrehten Binder Nr. 5 liegt. Daß er seine natürliche Lage beim Sturz beibehalten hat, rührt daher, daß seine Stiele durch eingebaute Längswände nicht gehindert waren, daß er nur mit Streckbalken mit Binder Nr. 5 verbunden war, von denen sich der mittlere bei der „Drehung“ des Binders Nr. 5 lösen konnte, und vor allem daher, daß er zunächst noch am Aufzugsständer A₂ hing, den er bei seinem eigenen Umgerissenwerden mit umlegte. Gerade der Binder Nr. 6 war durch seine Verbindung mit dem Aufzugsständer A₂, der richtig nach hinten verseilt war, verhältnismäßig gut gesichert. Die Möglichkeit, daß der sechste Binder durch Umfallen die anderen Binder mitgerissen hätte, erscheint nac

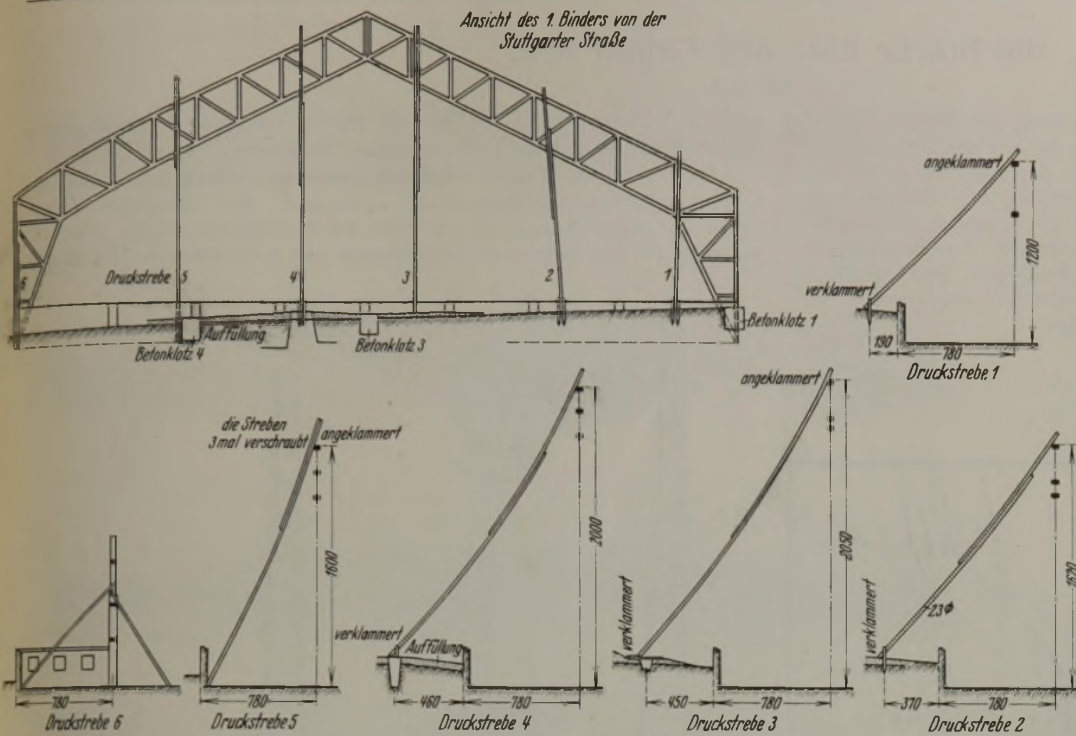


Abb. 7.

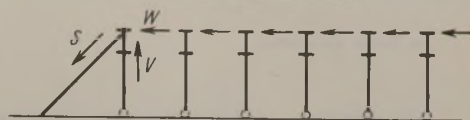


Abb. 10.

b) Verbindung des ersten und zweiten Binders zu einem räumlichen Tragwerk, das genügende Sicherheit gegen Wind und auch gegen Unfälle bei der Montierung weiterer Bauteile bietet, falls nicht sonstwie für eine genügende Längssicherheit gesorgt wird. An dieses Raumtragwerk lehnen sich die weiteren Binder an. Nur so sind die an den fertig aufgestellten Bauteilen, z. B. mit dem Aufbringen der Dachhaut oder mit anderen Arbeiten beschäftigten, auf gar keine Gefahr vorbereiteten Arbeiter, die unter Umständen zu einer ganz anderen Baufirma gehören, nicht gefährdet.

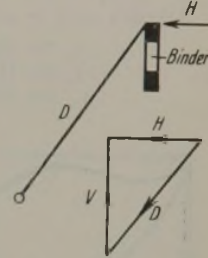


Abb. 9.

Über die im vorliegenden Falle gewählte einseitige Abstützung des Binders 1 durch Streben ist zu sagen, daß sie wegen der Gefahr des Abhebens der Binder durch die oben erwähnten Kräfte V (Abb. 10) ungeeignet ist, auch dann, wenn, wie es hätte geschehen sollen, die Streben durch bockförmige Zwischenböcke gesichert gewesen wären. Man sieht aber, trotz der Unzulänglichkeit der Abstützung des ersten

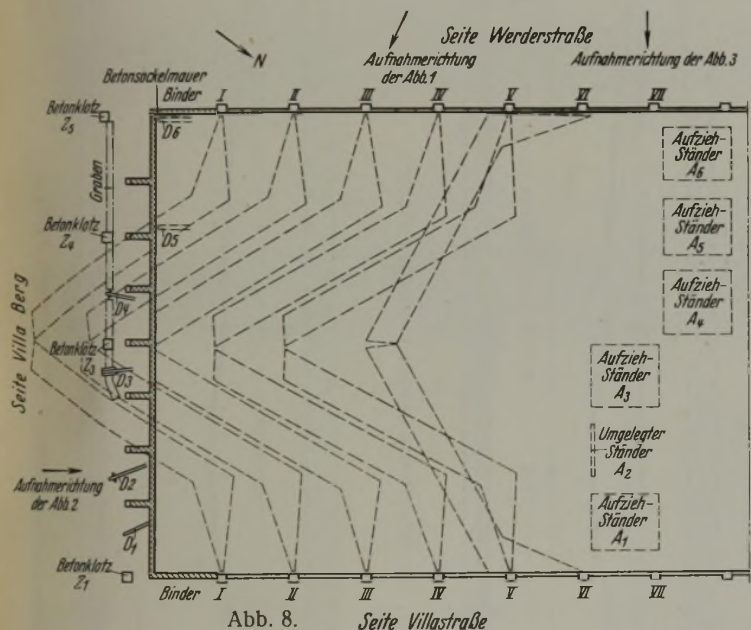


Abb. 8. Seite Villastraße



Abb. 11.

der im vorstehenden geschilderten Sachlage übrigens schon auf Grund der Bilder des Trümmerfeldes als vollkommen ausgeschlossen. Was den in Abb. 6 bis 8 eingezeichneten Graben anbelangt, so wurden von ihm nur die Streben D_3 und D_4 berührt. Wie nachgewiesen ist, war ihre Tragfähigkeit höchstens je 1200 kg. Sie waren jeweils auf der Seite der hinteren Grabenwand abgestützt. Die kleinen Kräfte (= etwa dem dreifachen des Stützeigengewichts) konnten sicher kurz vor dem Zusammensturz noch auf den Boden weitergeleitet werden. Wie aus einzelnen Zeugenaussagen zu entnehmen ist, konnten wesentliche Eindrückungen an der Druckübertragungsstelle am Boden gar nicht beobachtet werden. Die anfangs sehr aufgebauchte Grabenfrage erscheint demnach als vollständig belanglos.

Der Zweck der vorstehenden, mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum nur kurzen Abhandlung ist, die an derartigen Aufstellungsarbeiten beteiligten, vor allem auch mit der Überwachung betrauten Kreise darauf aufmerksam zu machen, daß alles getan werden muß, um solche leider selten ausführlich bekanntgegebenen Unfälle wie der an der Stuttgarter Stadthalle, bei der übrigens 13 Arbeiter, darunter einer tödlich, verunglückten, zu vermeiden. Als wesentliche Gesichtspunkte sind zu beachten:

a) Vorsicht bei der Aufstellung des ersten und zweiten Binders, wobei einer Gefährdung dieser Teile durch einen plötzlich eintretenden Sturm kaum vollkommen Rechnung getragen werden kann. Dies ist aber nicht von allzu großer Bedeutung, weil die mit dieser Arbeit betrauten Leute auf der Hut und auf die Gefährlichkeit vorbereitet sind.

Binders wäre die Katastrophe nicht eingetreten, wenn Winddiagonalen wenigstens zwischen den verankerten Bindern 1 und 2 eingebaut worden wären. Selbst bei einfachen eisernen Dachkonstruktionen und natürlich erst recht bei Hallenbauten sind sonst derartige sogenannte Windverbände üblich. Sie wurden früher in jedem zweiten Binderfelde eingeschaltet, neuerdings mindestens in jedem vierten bis sechsten Felde, und zwar auch dann, wenn die Giebelwände für sich gegen Winddruck widerstandsfähig sind. Diese die Standsicherheit der Binder sichernden Windverbände haben sich in der langjährigen Tradition beim Bau von einigermaßen weitgespannten sogenannten freitragenden Dachkonstruktionen bewährt und als notwendig erwiesen. In den Konstruktionsübungen an technischen Hoch- und Mittelschulen wird ihre Notwendigkeit jahraus, jahrein betont. Durch mehrere solche Verbände wird eine weitere Gefahr gebannt, die auch im vorliegenden Falle bestand. Trifft der Wind auf mehrere Binder hintereinander, so summieren sich die Längskräfte in den Pfetten und bringen diese unter Umständen zum Ausknicken. Wenn bei Stahlkonstruktionen mit den verhältnismäßig kleinen Windangriffsflächen der Einbau von Sturmstreben Unfallverhütungsvorschrift ist und damit unzweifelhaft als anerkannte Regel der Baukunst gilt, so ist diese Regel erst recht bei Holzbindern mit großen Windangriffsflächen zu beachten, besonders dann, wenn wie bei Bogenbindern die Eigensteifigkeit des Binders gar nicht nennenswert ist. Jedenfalls darf man, wenn man von dieser Regel abweicht, es nicht dem statisch nicht genügend einsichtigen Praktiker überlassen, welche besonderen, der altbewährten Regel gleichwertigen Vorkehrungen bei der Montierung getroffen werden müssen, damit dabei ein Einsturz vermieden wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Kleinen Belt.

Von Schaper.

Das Ergebnis der internationalen Ausschreibung der Arbeiten für die vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt liegt jetzt vor. Der internationale Beurteilungsausschuß¹⁾, der vom Dänischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten zur Begutachtung der eingegangenen Entwürfe eingesetzt war, hat gesprochen, und das genannte Ministerium hat die Arbeiten in Anlehnung an das Gutachten des Beurteilungsausschusses vergeben. Die Ausschreibungsbedingungen sind bereits in der „Bautechnik“ 1928, Heft 35, S. 504 u. f., veröffentlicht worden. Die Arbeiten sind in drei große Abschnitte gegliedert:

- A. die Herstellung der Stropfeiler.
- B. die Herstellung der Stromüberbauten.
- C. die Herstellung der Vorlandbrücken.

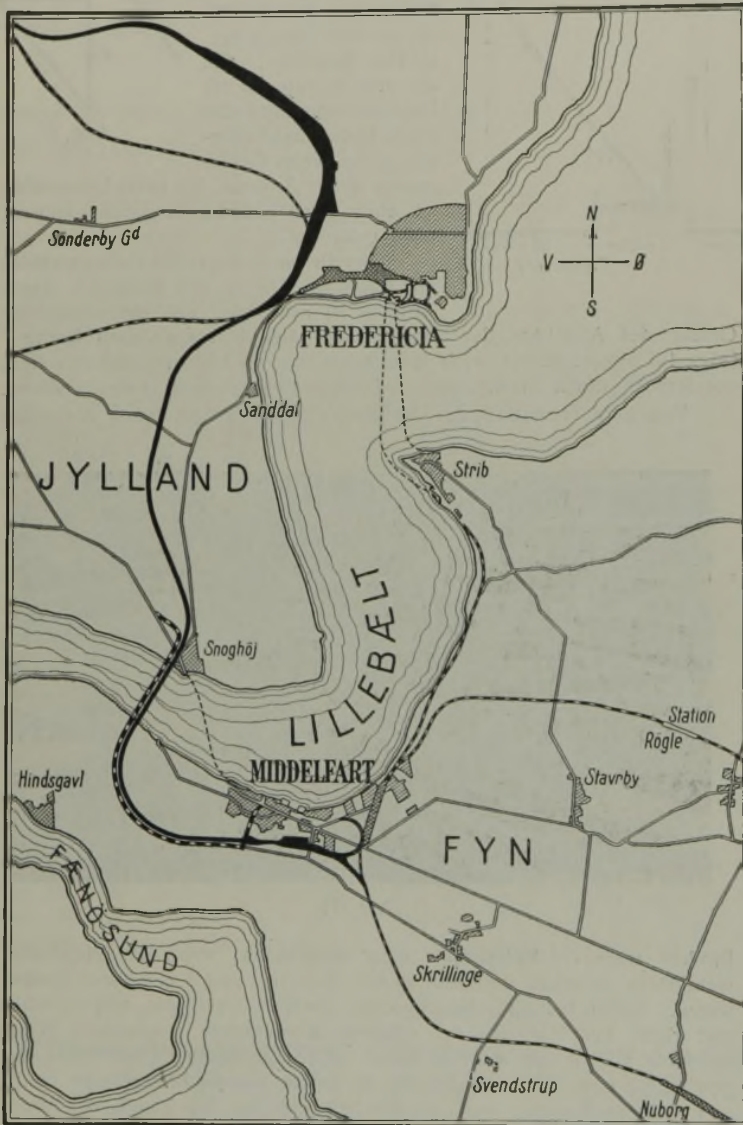


Abb. 1. Lageplan.

Es stand den Anbietern frei, auf die einzelnen Abschnitte getrennt oder auf das ganze Unternehmen Angebote abzugeben. Auf den Abschnitt A sind 7, auf den Abschnitt B 9, auf den Abschnitt C 16 Angebote rechtzeitig eingegangen.

Die geplante Brücke wird südlich von Fredericia bei Middelfart (Abb. 1) den Kleinen Belt überschreiten. Auf ihr soll eine zweispurige Straße und eine zweigleisige Haupteisenbahn überführt werden. Die Eisenbahnüberführung tritt an die Stelle der Eisenbahnfährverbindung bei Fredericia. Die Straße auf der Brücke soll Chausseen, die an den Ufern des Kleinen Belt bei Middelfart und Snoghøj endigen, verbinden. Aus dem Übersichts-

¹⁾ Diesem Ausschuß gehörten an: Banechef Flensborg von der Generaldirektion der dänischen Staatsbahnen, Ingenieur-General Grut aus Kopenhagen, Prof. Schönweller von der Technischen Hochschule Kopenhagen, Ingenieur-Major Nilsson aus Stockholm, der Verfasser dieser Abhandlung und Prof. Englund aus Kopenhagen als Sekretär.

plan (Abb. 1) ist die Lage der Brücke, die Linienführung der neuen Eisenbahnverbindung und die Fährverbindung zu ersehen.

Die dänischen Staatseisenbahnen hatten die Unterlagen für die Ausschreibung in mustergültiger Weise vorbereitet. Bei den großen Wassertiefen im Kleinen Belt, die in der Mitte des Meeresarmes 39,5 m erreichen, kommen für die eigentliche Strombrücke nur weitgespannte Überbauten

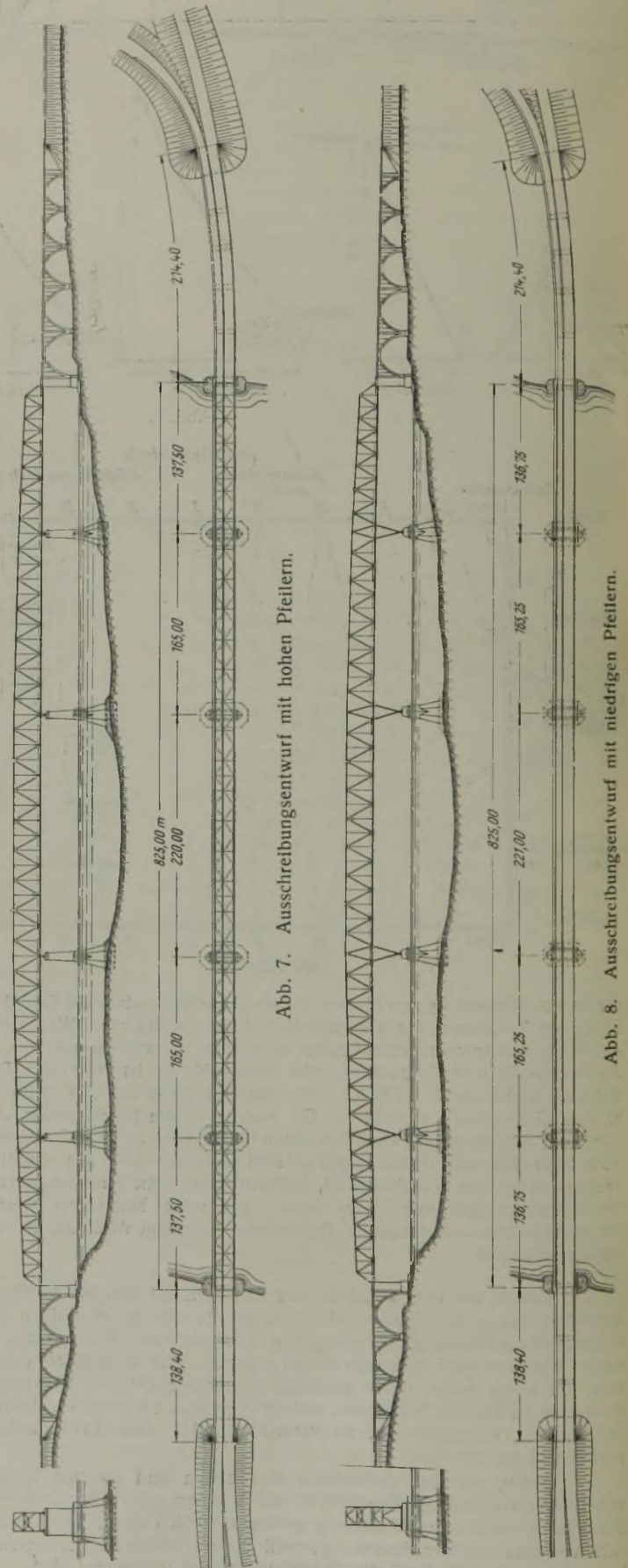


Abb. 7. Ausschreibungsentwurf mit hohen Pfeilern.

Abb. 8. Ausschreibungsentwurf mit niedrigen Pfeilern.



Abb. 2.

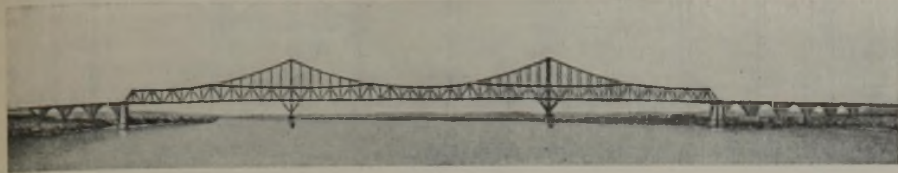


Abb. 3.



Abb. 4.

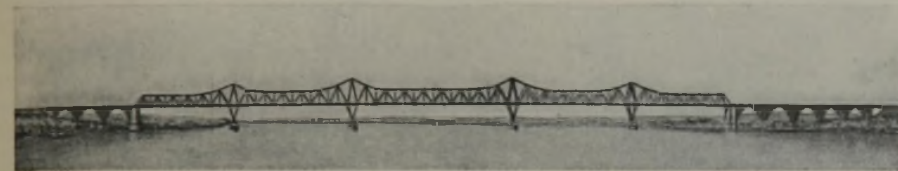


Abb. 5.



Abb. 6.

Abb. 2 bis 6. Vorentwürfe.

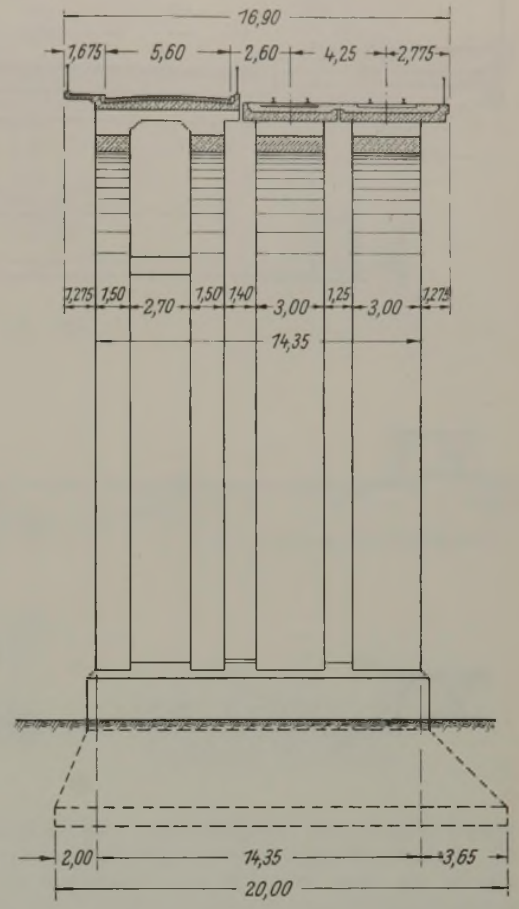
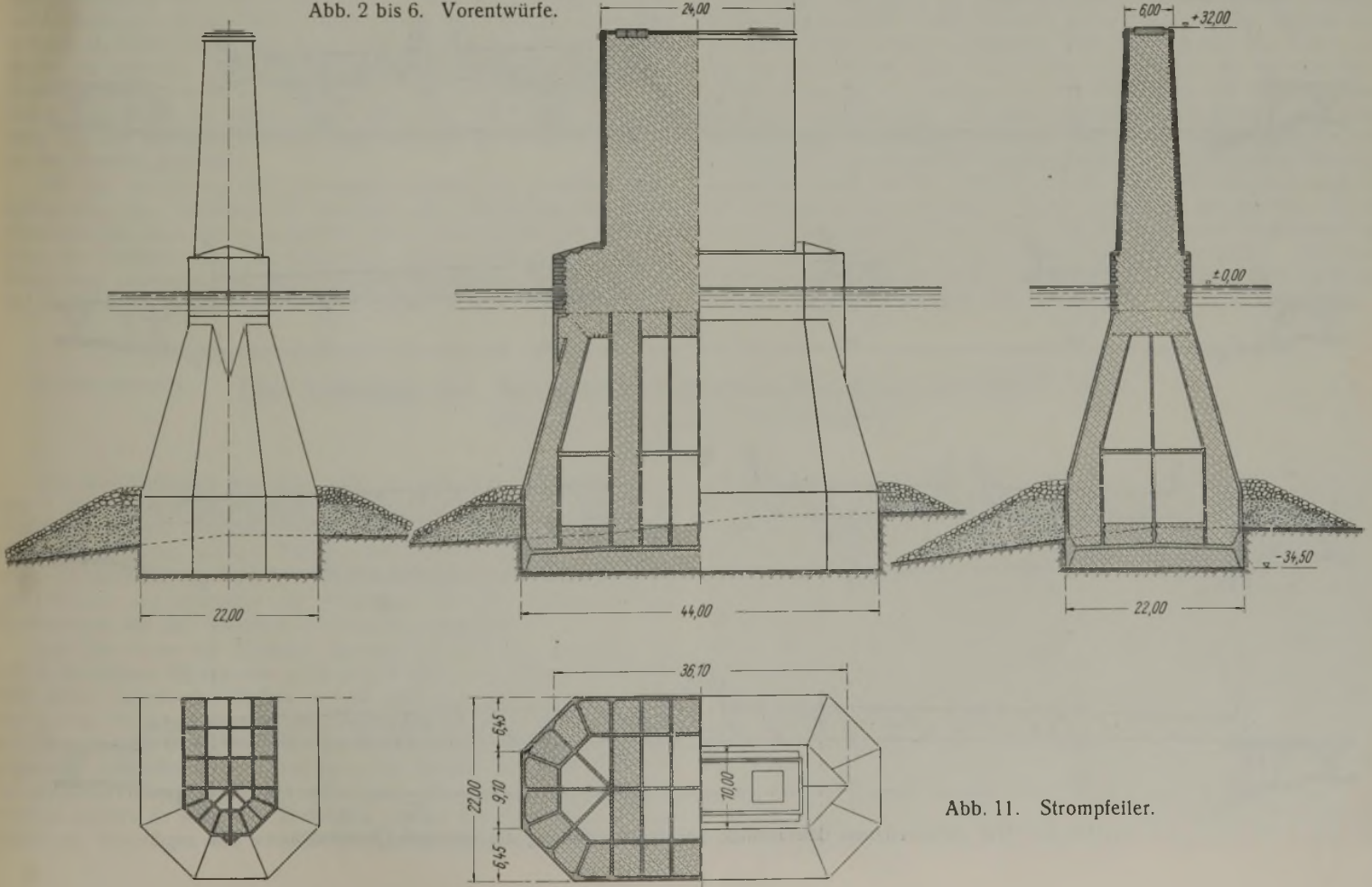


Abb. 10. Querschnitt durch die Flutüberbauten.

Abb. 11. Strompfeiler.

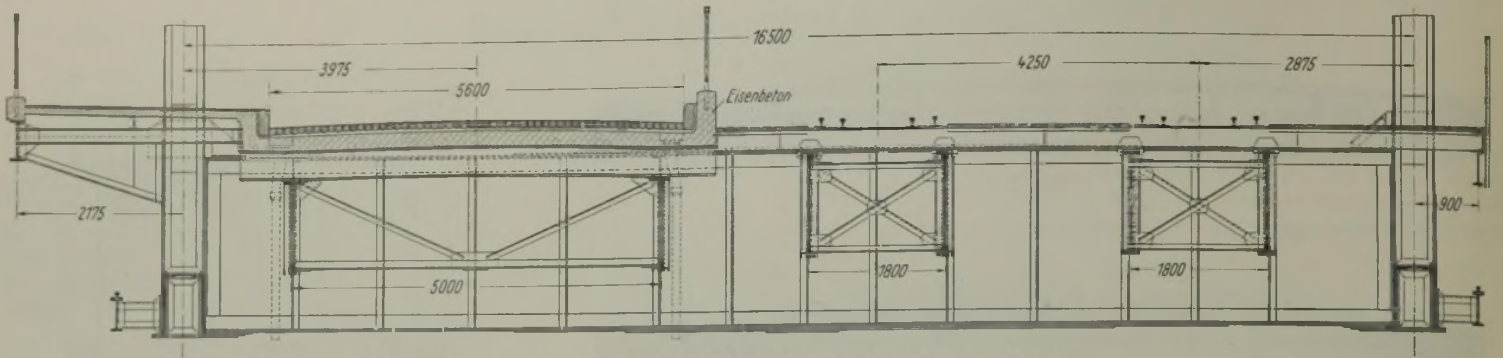


Abb. 9. Querschnitt durch die Fahrbahn der Stromüberbauten.

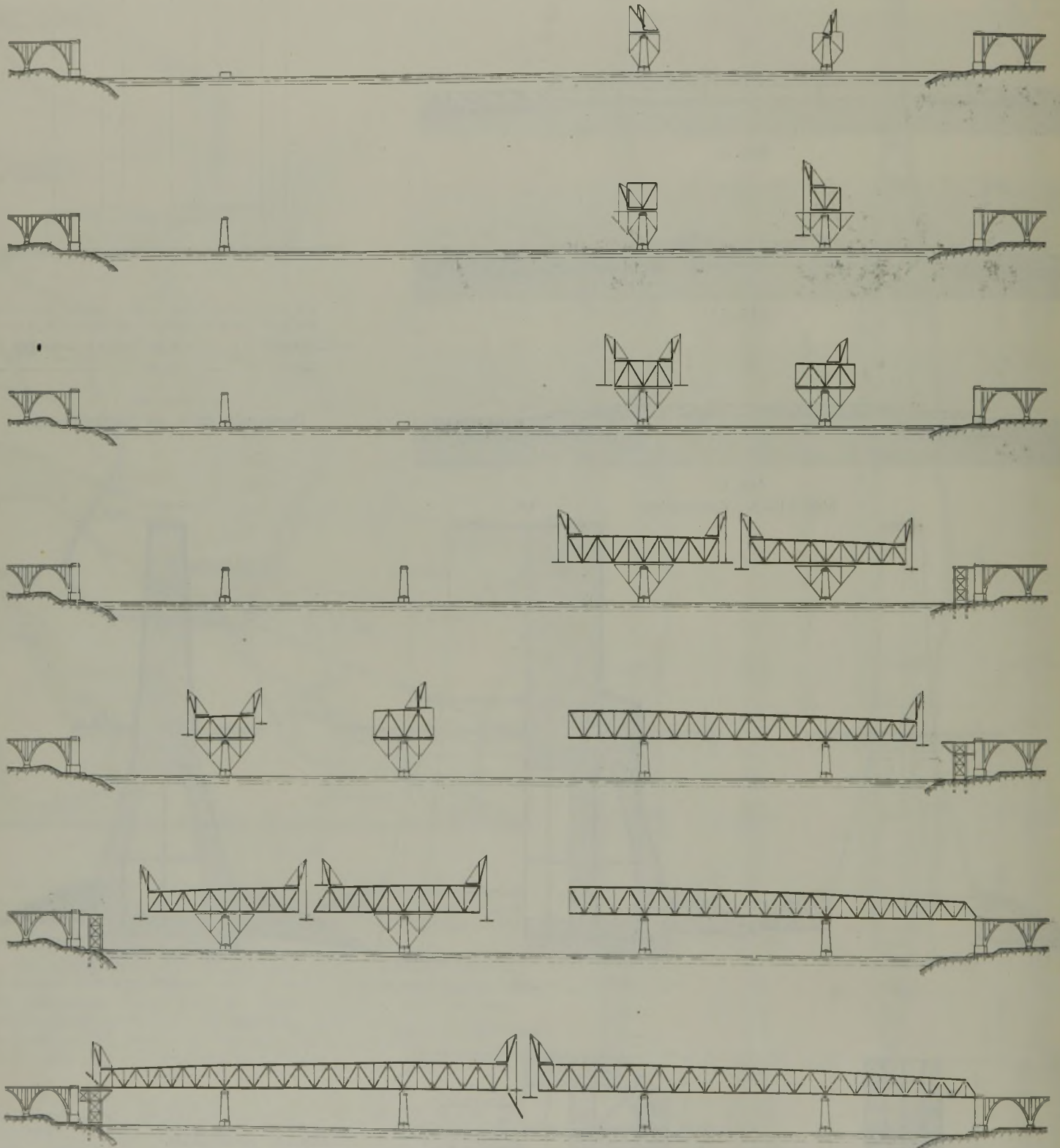


Abb. 12. Die verschiedenen Bauzustände bei der Aufstellung der eisernen Überbauten.

in Frage. Die dänischen Staatsbahnen hatten für die Überbrückung des Meeresarmes, bevor sie sich zu der der Ausschreibung zugrunde liegenden Form der Stromüberbauten entschlossen, fünf Vorentwürfe bearbeitet, die in Abb. 2 bis 6 dargestellt sind, und zwar zwei Überbauten in Hängebrückenform mit nur zwei Strompfeilern (Abb. 2 u. 3), zwei Überbauten in Balkenträgerform mit spitzenförmigem Anstieg der Obergurte der Hauptträger über den vier Strompfeilern (Abb. 4 u. 5) und ein Überbau in Balkenträgerform mit parallelgurtigen Hauptträgern, die in den äußersten der fünf Stromöffnungen abgestuft sind (Abb. 6). Der Ausschreibung lagen die beiden in Abb. 7 u. 8 wiedergegebenen Überbauformen zugrunde. Sie unterscheiden sich nur dadurch voneinander, daß die Überbauten das eine Mal (Abb. 7) auf hohen Pfeilern, das andere Mal (Abb. 8) durch dreieckförmige, an die Hauptträger angesetzte Füße auf niedrigen Pfeilern gelagert sind. Die Überbauten sind Gerberträger mit je einem Gelenk in den äußersten der fünf Stromöffnungen und mit zwei Gelenken in der mittelsten Öffnung. Die Punkte des Obergurtes liegen auf einer Parabel, zwischen diesen Punkten verlaufen die Obergurte geradlinig. An den Enden sind die Überbauten abgeschrägt. Die Ausfachung besteht aus fallenden und steigenden Streben und Hilfsposten. Die Stützweiten des Stromüberbaues betragen: 137,5 — 165 — 220 — 165 — 137,5 m. Das linke Vorland ist mit drei, das rechte Vorland mit fünf Eisenbetongewölben überbrückt. Die linken Vorlandüberbauten und der Stromüberbau liegen in der Geraden, die rechten Vorlandüberbauten in der Krümmung. Die schlichte, natürliche, in sich geschlossene Form des Stromüberbaues paßt sich mit den Gewölben der Vorlandüberbauten vortrefflich in die Landschaft ein.

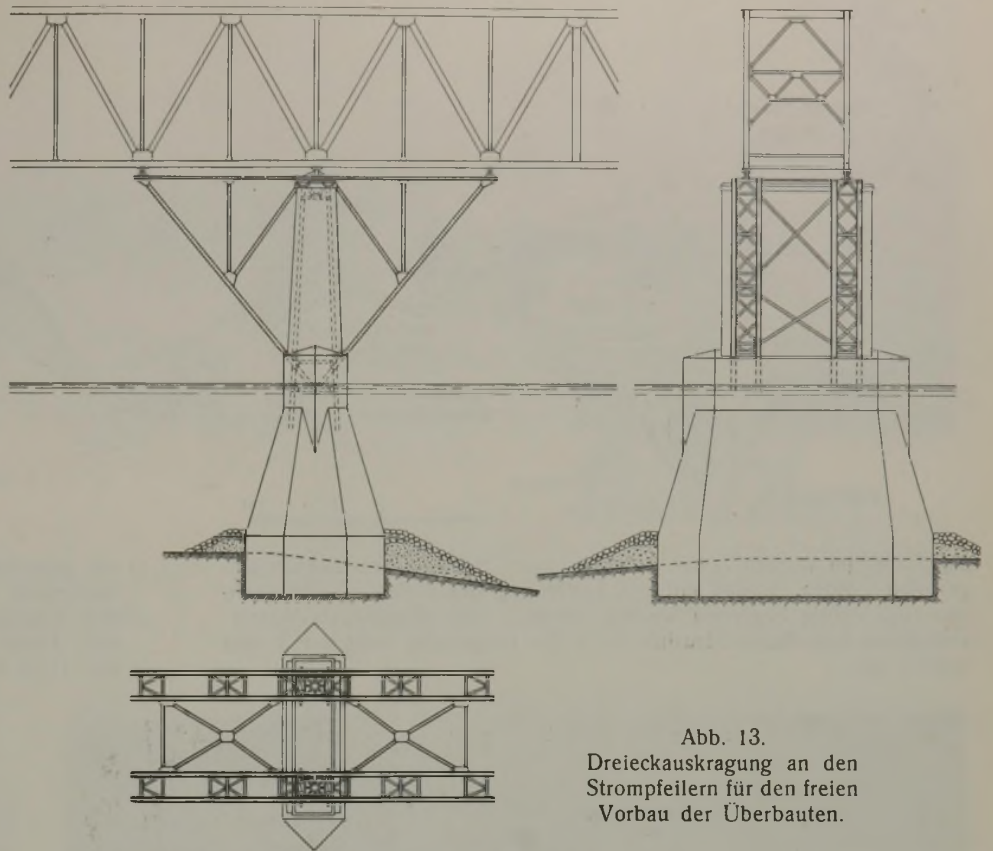


Abb. 13.
Dreiecksauskrägung an den Strompfeilern für den freien Vorbau der Überbauten.

Auf dem Stromüberbau werden die beiden Eisenbahngleise von hölzernen Querschwellen und zwei Längsträgersträngen, deren Mitten 4,25 m voneinander entfernt sind, getragen (Abb. 9). Die Straßenfahrbahn ist 5,6 m breit. Die Fahrbahndecke besteht aus Granitkleinpflaster, die Fahrbahntafel aus einer Eisenbetonplatte, die von eisernen, kleinen Querträgern gestützt wird. Diese ruhen auf zwei 5 m voneinander entfernten Längsträgern auf, die an den Hauptquerträgern angeschlossen sind. Auf der Innenseite ist die Eisenbetonplatte zur Begrenzung der Fahrbahn und zur Unterstützung des Abschlußgeländers in die Höhe gezogen. Auch auf der Außenseite ist die Fahrbahndecke in die Höhe gezogen und weiter seitwärts als Fußsteigtafel ausgekragt. Die Einzelheiten sind aus Abb. 9 deutlich zu erkennen. Die Gewölbe der Vorlandüberbauten sind in fünf Streifen aufgelöst, von denen zwei je 3 m breite die Eisenbahngleise und zwei je 1,5 m breite die Straße tragen (Abb. 10). Die beiden Fahrbahntafeln bestehen aus Eisenbeton und sind mit einzelnen Eisenbetonsäulen auf die Gewölbe abgestützt.

Für die Herstellung der Strompfeiler sahen die Ausschreibungsbedingungen eine Gründung mit Druckluft vor. Senkkasten und untere Pfeilerteile, die durch Wände in einzelne hohle Zellen geteilt sind (Abb. 11), sollen aus Eisenbeton am Ufer hergestellt, dann an Ort und Stelle ihrer Verwendung geschwommen, hier auf vorher geschüttete Inseln aus Kies und Geröll durch Eingabe von Ballast abgesetzt und von hier aus mit

Druckluft auf die endgültige Tiefe in den Baugrund, der aus ganz feinem, dicht gelagertem und wasserdichtem Ton besteht, abgesenkt werden. Da die Druckluftarbeiten bei Wassertiefen von 30 m und mehr, wie sie hier vorliegen, bekanntlich für die Gesundheit der im Senkkasten tätigen Menschen große Gefahren mit sich bringen, so stellten die Ausschreibungsunterlagen es den Anbietern frei, andere Arten der Gründung der Strompfeiler vorzuschlagen.

Für die Aufstellung der Stromüberbauten kommen bei den großen Wassertiefen feste, gerammte Gerüste nicht in Frage. In den Ausschreibungsbedingungen war vorgeschlagen, an den Strompfeilern dreieckförmig vorspringende eiserne Gerüste, deren Pfosten in den Pfeilern eingemauert werden sollten, anzuordnen (Abb. 12 u. 13) und von diesen aus den eisernen Überbau nach beiden Seiten durch Krane, die auf den Obergurten laufen, frei vorzukragen, wie dies Abb. 12 in den einzelnen Bauzuständen veranschaulicht. Die dänischen Staatsbahnen glaubten auch, eine Aufstellungsart empfehlen zu sollen, bei der die Kragträgerüberbauten in niedrigerer Lage als in ihrer ursprünglichen auf schwimmenden Gerüsten eingeschwommen, auf die unfertigen Pfeiler abgesetzt und dann zugleich mit dem Hochmauern der Pfeiler in ihre endgültige Lage gehoben werden sollten. Man wollte auf diese Weise die Gefahren eines Einschwimmens in der hohen endgültigen Lage der Überbauten umgehen. Die Ausschreibungsbedingungen stellten außerdem den Anbietern den Vorschlag einer anderen Aufstellungsart frei. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Schluß aus Heft 8.)

Von den Staustufen Münster und Cannstatt bei Stuttgart (Lageplan s. Abb. 32) wurden im Jahre 1928 größere Strecken der geplanten Flußverbreiterungen und Uferendämmungen mit Böschungsbefestigungen, der Neckardurchstich oberhalb Münster nebst Ufersicherungen (s. Abb. 33) sowie die Sicherung der Pfeiler des Eisenbahnviadukts zwischen Cannstatt und Münster und außerdem die Widerlager für eine größere eiserne Straßenbrücke bei der Wilhelma in Cannstatt ausgeführt.

Von dem Wehr der Staustufe Cannstatt (s. Abb. 34), das zwei um 1,20 m absenkbare Walzen von je 38 m Lichtweite und 5,80 m Verschlusshöhe erhält, konnte der Tiefbau für die linkseitige Öffnung sowie das angrenzende Turbinenhaus für zwei Kaplan-turbinen von 5,40 m Gefälle und 55 m³ größter Schluckfähigkeit bis Maschinenhausbodenhöhe und der zugehörige Ablaufkanal des Kraftwerks in offener Baugrube zwischen Spundwänden fertiggestellt und auch noch die linkseitige Wehrwalze montiert werden (s. Abb. 35). Außerdem wurden für eine größere Betonbrücke ein Widerlager und zwei Zwischenpfeiler hergestellt und für die

lange Ufermauer beim Mineralbad Leuze die erforderlichen Holzspundwände von 10 m Höhe eingerammt. Bei der Gründung der einzelnen Bauwerke mußten wegen des Vorhandenseins größerer Mengen von aggressiver Kohlensäure, Sulfaten und Chloriden im Grundwasser umfangreiche Maßnahmen zum Schutze des Betons vor Zerstörungen durch diese Wasser vorgenommen werden. Für eine in das Baugebiet fallende Mineralquelle mußte Ersatzwasser außerhalb des künftigen Neckarbette durch tiefgehende Bohrungen beschafft werden, die schließlich eine außerordentlich starke Ergiebigkeit hatten. Die umfangreichen Arbeiten für die Staustufen Münster und Cannstatt, die sich auf eine Flußlänge von 7 km erstrecken, eine Erdbewegung von rd. 1,2 Mill. m³ sowie neben sonstigen großen Arbeiten und Lieferungen die Herstellung von etwa 76000 m³ Beton bzw. Eisenbeton erfordern, werden im Laufe des Jahres 1929 fertiggestellt werden.

Die Arbeiten für die Staustufe Obereßlingen (Lageplan s. Abb. 32) (zwischen Eßlingen und Plochingen) sind noch im Jahre 1927 eingeleitet,

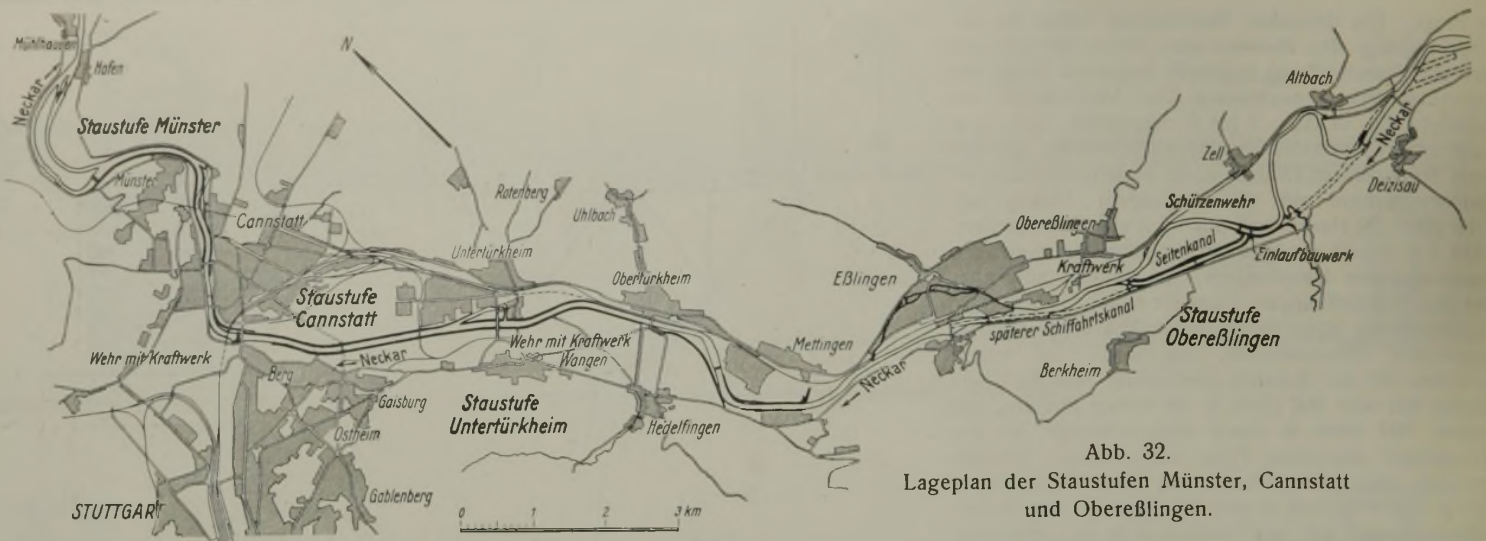


Abb. 32.
Lageplan der Staustufen Münster, Cannstatt
und Obereblingen.

dabei aber im vorigen Jahre mehrmals durch Hochwasser erheblich aufgehalten worden, so daß mit der Ausführung des Wehrs erst im Frühjahr 1928 richtig begonnen werden konnte. Die zunächst als Wasserkraftanlage ausgeführte Staustufe ist in der Hauptsache fertiggestellt und besteht aus:



Abb. 33. Staustufe Münster.
Neckardurchstich und Schließung des alten Neckar (rechts).

- a) dem Schützenwehr mit drei Öffnungen von je 17,50 m Lichtweite, wobei die einzelnen Schützen — einschließlich des 1,20 m hohen, für sich umlegbaren Aufsatzes an torsionssteifer Welle — 5,00 m hoch sind;
- b) dem rd. 2 km langen Seitenkanal mit einem Fallenabschluß an der Abzweigung vom gestauten Oberwasser des Wehrs;



Abb. 35. Staustufe Cannstatt.
Montage der linkseitigen Wehrwalze.

- c) der gewölbten Feldwegbrücke über den Oberkanal mit 43,3 m Spannweite und 5 m Nutzbreite (s. Abb. 36);
- d) dem Kraftwerk mit zwei Kaplan-turbinen von 45 m³ Schluckfähigkeit, 5,90 m Gefälle und einer durchschnittlichen Jahreserzeugung von 11,50 Mill. kWh mit angrenzendem Schalthaus, Grundablaß und kurzem Unterkanal zum Neckar;
- e) dem Dienstgebäude mit drei Wohnungen für das Kraftwerkpersonal.

Das Wehr konnte innerhalb mit Larsseneisen umschlossener Baugrube in zwei Abschnitten auf guten Keupersandstein gegründet werden (s. Abb. 37). Wehrboden und Wehrpfeiler sind in Stampfbeton ausgeführt. Unterhalb der beweglichen Wehrverschlüsse sind, wie an den Wehren der Staustufen Horkheim und Cannstatt, Energievernichter, deren Lage und Form nach eigenen Modellversuchen bestimmt worden ist, angeordnet. Der Oberkanal zweigt — solange der Kanal lediglich der Kraftnutzung dient — etwa 50 m oberhalb des Wehres in scharfem Bogen vom gestauten Fluß ab und kann gegen Eindringen von Hochwasser und Eis durch acht Fallen von je 4,05 m Lichtweite abgeschlossen werden (s. Abb. 37). Die Sohle des Oberkanals ist 25,80 m breit, die Wassertiefe beträgt 3,50 m, die Wasserspiegelbreite 36,30 m. Böschungsbefestigung und Sohlenschutz sind dieselben wie bei der Staustufe Horkheim. Das Turbinenhaus ist auf Keupermergel gegründet, bis über Hochwasser in Stampfbeton und darüber — wie das anstoßende Schalthaus — in dunklem Klinkermauerwerk ausgeführt; unmittelbar unterhalb des Turbinenhauses führt über den Unterkanal eine Fahrwegbrücke, unter der — wie bei Horkheim — die für den Kraftwerkbetrieb erforderlichen Nebenräume, wie Werkstatt, Lager- und Aufenthaltsraum des Werkpersonals u. dergl., liegen (s. Abb. 38).

Von den wichtigeren Bauarbeiten sind die Aushubmassen mit

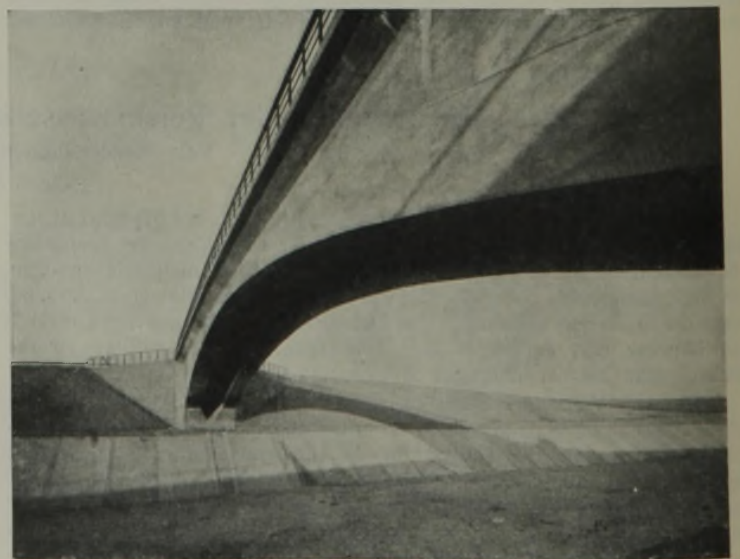


Abb. 36. Staustufe Obereblingen.
Unterseite des Gewölbes der Feldwegbrücke



Abb. 37. Staustufe Obereßlingen. Schützenwehr und Einlaufbauwerk mit Fallenabschluß.

290 000 m³ sowie die Ausführung von 17 300 m³ Beton und Eisenbeton erwähnenswert.

Nach dem Stande der Montagearbeiten für die Wehrschützen und das Kraftwerk kann die Inbetriebnahme der Staustufe Obereßlingen als Kraftwerkanlage im Februar 1929 in Aussicht genommen werden.

9. Die Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Die Rhein-Main-Donau A.-G. in München hat ihre Aufgaben im Jahre 1928 programmgemäß weitergeführt.

Nach dem vorläufigen Bauprogramm soll zunächst der Main oberhalb Aschaffenburg bis Würzburg in 13 Stufen kanalisiert werden, unbeschadet der Erreichung des weiteren Zieles Nürnberg, als Mittelpunkt des wichtigen mittelfränkischen Industriegebietes. Die Arbeiten an den im Jahre 1927 begonnenen drei Staustufen Oberrau, Kleinwallstadt und Klingenberg-Trennfurt sind rüstig vorwärts getrieben worden. Sämtliche Staustufen werden nach dem gleichen Typ erbaut. Ein aus drei Öffnungen von je 35 m bestehendes Wehr staut den Fluß auf. Auf der einen Seite ist eine Schleppzug-Kammerschleuse angeordnet, zwischen Wehr und Schleuse ist noch ein Fischpaß und eine kleine Kahnschleuse für Fischerfahrzeuge eingefügt. Jeweils auf der anderen Seite schließt sich das Krafthaus an. Auf welcher Seite des Flusses die Schleuse und auf welcher das Krafthaus liegt, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab. Als Verschlusskörper der Wehre dienen in Oberrau Rollschützen mit umlegbarer Klappe zwecks Abfuhr von Eis oder Treibzeug; in Kleinwallstadt und Klingenberg dienen dem gleichen Zwecke versenkbare Walzen. Abb. 39 gibt einen Überblick über die Wehranlage Oberrau vom Unterwasser her. Rechts sieht man ein betriebsfertiges Rollschütz mit umlegbarer Klappe. Das Maß, um welches das Wasser über die Verschlusskörper strömen kann, beträgt in allen Fällen 80 cm. Die Kammerschleusen haben eine Nutzlänge von 300 m und eine lichte Weite von 12 m. Der Ober- und Unterkanal ist auf 2 1/2 Schiffsbreiten verbreitert und hat 300 m bzw. 200 m Länge. Die Kammerwände werden in Beton ausgeführt, in Oberrau und Kleinwallstadt ohne besondere Verkleidung, in Klingenberg mit einer Verkleidung aus lagerhaftem Buntsandstein.

Die Gründungsverhältnisse sind bei allen Stauanlagen günstig. Fast überall können die Bauwerke, insbesondere alle drei Wehre, auf Fels

gegründet werden, der dem Buntsandstein angehört. Nur bei Oberrau stehen die Buntsandsteinschichten nicht in geschlossenen Massen an, sondern sind teilweise von starken Letten- und Sandschichten durchzogen, die aber gleichfalls für eine gute Gründung ausreichend sind.

Bei den Staustufen Oberrau und Kleinwallstadt sind die

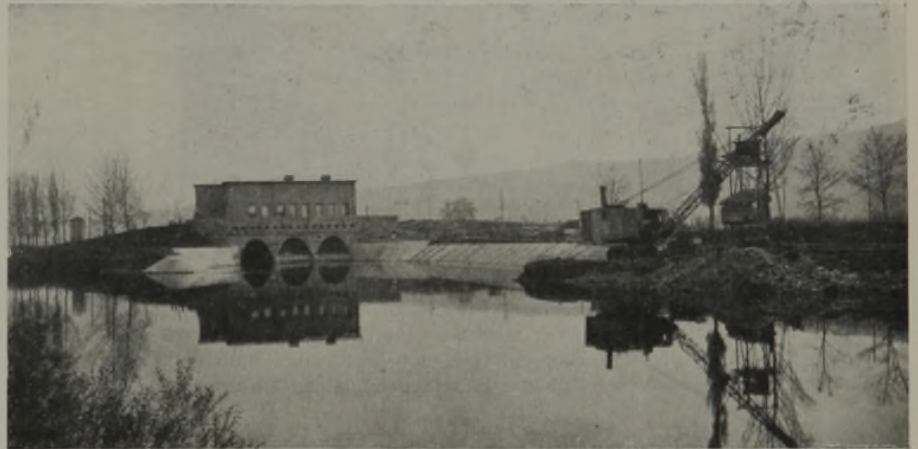


Abb. 38. Staustufe Obereßlingen. Kraftwerk mit Unterkanal.

Schiffahrtsanlagen, die im Frühjahr 1927 begonnen wurden, im baulichen Teile während des Jahres 1928 nahezu vollendet worden. Die Schleuse in Oberrau ist schon in Betrieb genommen worden, diejenige in Kleinwallstadt ist nahezu betriebsfertig. In Arbeit befindet sich noch die Anlage für eine zentrale Bedienung der Schleuse. Die gesamte Bedienung der elektrisch angetriebenen Stemmtore und Rollkeilschützen der Umläufe werden in einem zentral angeordneten und hochgestellten Bedienungshäuschen zusammengefaßt, von dem aus die ganze Schleuse überblickt werden kann. Diese haben äußerlich eine gewisse Ähnlichkeit mit den Stellwerkshäusern der Eisenbahn.

Die Wehre gehen in ihrem baulichen Teile der Vollendung entgegen. Die Wehrverschlüsse sind zum Teil fertiggestellt, zum Teil in der Montage begriffen.

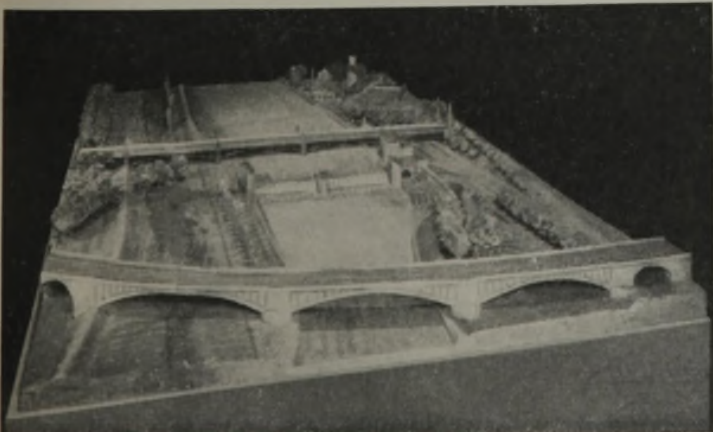


Abb. 34. Staustufe Cannstatt. Modell von Wehr und Kraftwerk.



Abb. 39. Staustufe Oberrau. Wehranlage im Bau.

Bei der dritten Stufe Klingenberg—Trennfurt, deren Bauarbeiten Ende 1927 vergeben wurden, sind im Laufe des Jahres 1928 die Tiefbauten von einer Wehrröfnung und etwa die Hälfte der Schleuse erstellt worden. Abb. 40 zeigt die Baugrube der linken Wehrröfnung während der Betonierung.

An den Ausbau der Krafthäuser konnte erst zu Beginn des Jahres 1928 herangegangen werden, nachdem die Frage der Verwertung des elektrischen Stromes geklärt war. Dieser wird vom Bayernwerk abgenommen. In allen drei Anlagen werden etwa 110 m³/sek ausgenutzt. In jedem Krafthaus werden zwei Turbinen mit unmittelbar gekuppelten Schirmgeneratoren aufgestellt. Die Ausbauleistung jeder Anlage beträgt 5400 PS, die mittlere Jahresleistung der drei Anlagen zusammen etwa 80 Mill. kWh.

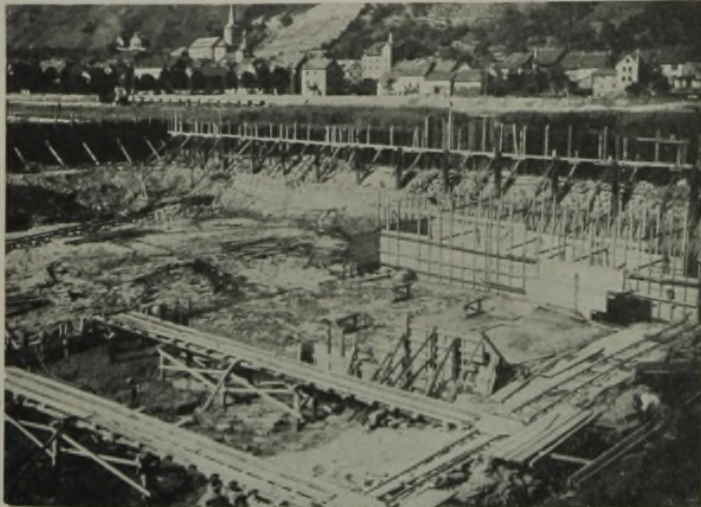


Abb. 40. Staustufe Klingenberg—Trennfurt. Linke Wehrröfnung während der Betonierung.

Das Krafthaus in Oberrau konnte sofort, das in Klingenberg im Herbst des Jahres 1928 vergeben werden. Kleinwallstadt wird im Jahre 1929 begonnen werden. Beim Kraftwerk Oberrau sind das Einlaufbauwerk sowie die Gründung und die Saugschläuche des Krafthauses vollendet. In Klingenberg ist mit dem Aushub der Baugrube begonnen worden.

An der Donau ist bei der Kachletstufe im Februar 1928 der Vollstau erreicht und gleichzeitig der Vollbetrieb aufgenommen worden, nachdem im Laufe des Winters der Stau mit Rücksicht auf die Stau- und Hochwasserdämme nur allmählich höher getrieben worden war. Die Staustufe hatte schon im ersten Winter ihres Betriebs eine schwere Belastungsprobe durch eine außerordentlich starke Eisbildung in der Donau durchzumachen. Die großen in der Woche vor Weihnachten 1927 auftretenden Eismassen konnten jedoch ohne wesentliche Störung des Betriebes und ohne Schädigung der Bauanlagen abgeführt werden. Im Staubegebiet wurden noch einzelne Nach- und Entwässerungsarbeiten ausgeführt, da sich erst mit Eintritt des Vollstaues die Änderungen im Grundwasserstande des Tales ergeben. Mit der Vollendung des Staues, der bis Pleinting oberhalb Vilshofen reicht, hat die Schifffahrtstrecke zwischen Regensburg und Passau eine durchgreifende Verbesserung erfahren. Die Fahrzeit zwischen diesen Punkten ist wesentlich verkürzt, der Kraftaufwand für die Bergfahrt sehr verringert, die Strecke kann nunmehr ohne Gefahr von Berg- und Talfahrern gleichzeitig mit großem Anhang durchfahren werden. Durch den Vollbetrieb des Krafthauses werden 60 000-PS-Leistung mittels acht Maschinensätzen erzielt. Der erzeugte Strom wurde vom Beginn des Probetriebes ab mittels der vom Bayernwerk hergestellten Transformator-Station und 100 000-V-Leitung hauptsächlich nach Nürnberg übertragen.

Die Niederwasserregulierung der Donau zwischen Passau und Regensburg wurde durch Ausbau einer Teilstrecke bei Ruckasing und durch Ergänzungsarbeiten in der Versuchsstrecke bei Niederaltaich gefördert. Für eine weitere Teilstrecke bei Metten, die demnächst in Angriff genommen werden soll, wurden Vorarbeiten ausgeführt.

10. Gründung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik.

Im vergangenen Jahre hat das Reichsverkehrsministerium in den wichtigen und nach vielen Richtungen unerforschten Fragen der Bodenmechanik die Initiative ergriffen und zusammen mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Preußischen Minister für Wissenschaft, Kunst und Volksbildung die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo)“ ins Leben gerufen. Über die Aufgaben der Gesellschaft siehe „Die Bautechnik“ 1928, Heft 48, S. 714. Die Gesellschaft hat im Dezember 1928 ihre erste Mitgliederversammlung abgehalten.

Man wird hoffen dürfen, daß es der Gesellschaft gelingen wird, den Vorsprung anderer Länder in den Fragen der Bodenmechanik bald einzuholen, die früher als Deutschland in der Lage waren, zentrale Forschungsstellen für diese Fragen einzurichten.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Ernst, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt: Prof. Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie (Abb. 13, 14 u. 15).

„Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub von 273 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger 10 m. Der Versteifungsträger

ist ein Strebenfachwerk von 10 m Höhe und 9,75 m Feldweite. Pfeilhöhe des Bogens über Obergurt des Versteifungsträgers 34 m. Entfernung der Hängestangen 19,5 m. Oberer Windverband in der Fläche der Stabbogen, unterer in Fahrbahnhöhe. Der Obergurt des Versteifungsträgers ist durch Querrahmen gestützt. Baustoff St. Si. Der Verfasser hat zur Erhöhung der Seitensteifigkeit die Höhe des Fahrbahnwindverbandes durch Auskragungen an den Querträgern vergrößert und besondere Windgurte mit 15 m Abstand vorgesehen (Abb. 15). Dadurch ergeben sich zwei ausgekragte Fußwege.“

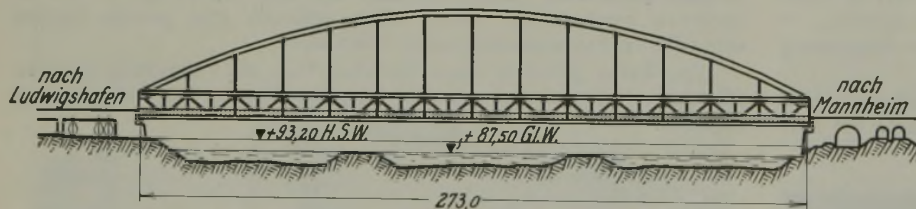


Abb. 13. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A.



Abb. 14. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A.

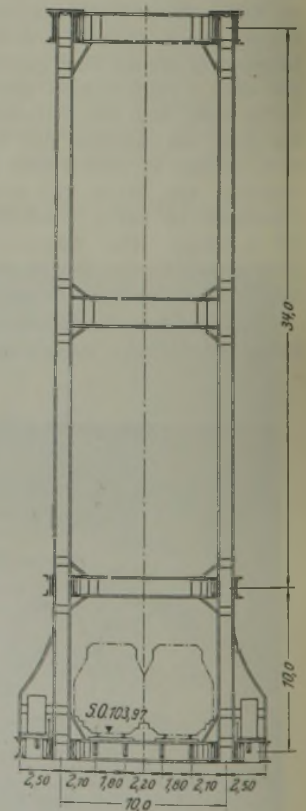


Abb. 15. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A.

Die Windgurte werden mit den Hauptträgeruntergurten durch eine geeignete Verstrebung als Gurte eines rahmenartigen Windverbandes angesehen. Dadurch wird eine Windausfachung zwischen den Hauptträgern nur

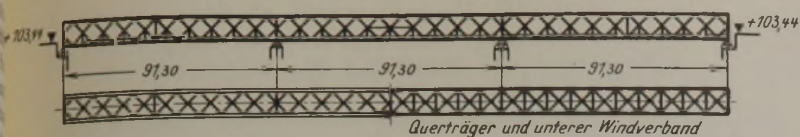


Abb. 16. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 60 B. Kennzahl 7 924 318.

insoweit nötig, als es die 19,5 m voneinander entfernten Pfosten dieses Rahmenträgers erfordern. Die Fußwege werden durch die nach außen gehenden spornartigen Verbreiterungen der Hauptträgerpfosten hindurchgeführt. Diese Außenportale erhöhen die seitliche Steifigkeit.

Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 60 B. Kennzahl 7924 318. Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Architekt: Reg.-Baumeister Alfred Daiber, Stuttgart (Abb. 16).



Abb. 17. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 135 755.

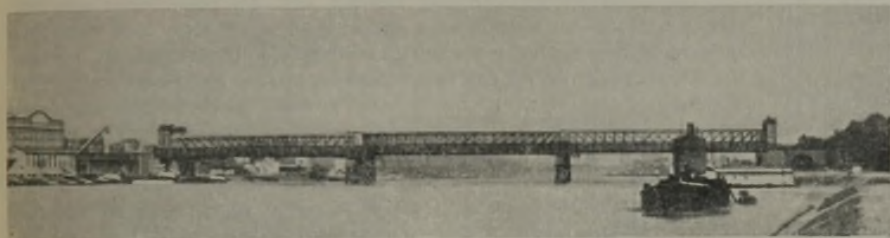


Abb. 18. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 105. Kennzahl 2 211 868.

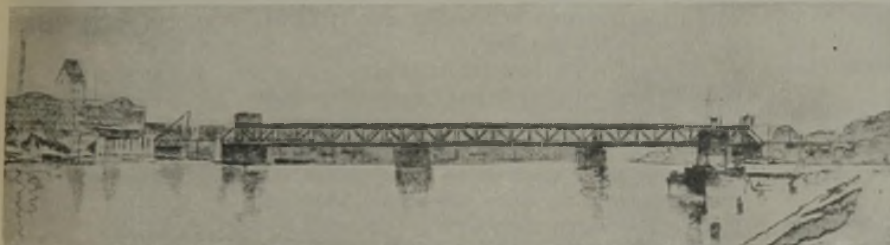


Abb. 20. Entwurf Nr. 16. Kennzahl 765 894 B.

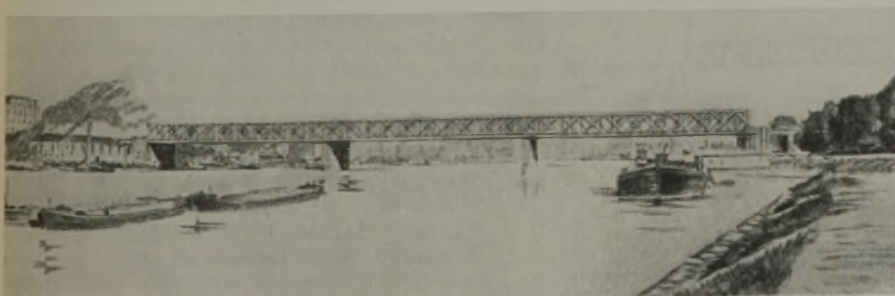


Abb. 22. Entwurf Nr. 73. Kennzahl 14 916.

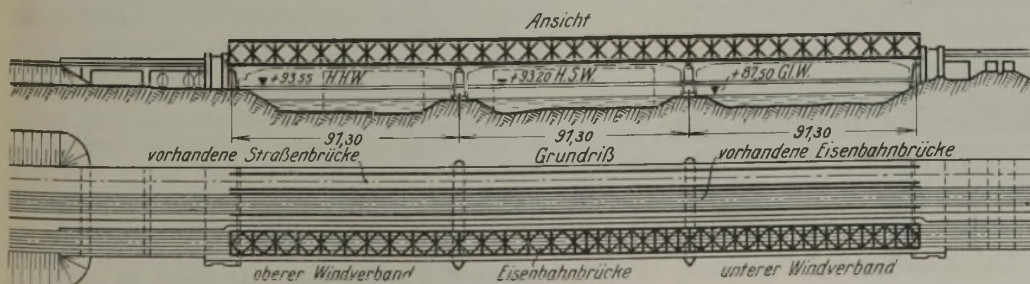


Abb. 21. Entwurf Nr. 73. Kennzahl 14 916.

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger aus Rautenfachwerk mit Pfosten über den Stützen. Die Querträger sind an kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben angeschlossen. Stützweite $3 \times 91,3$ m. Höhe der Träger und Neigung der Streben wie bei den bestehenden Brücken. Feldweite und Systemhöhe 9,13 m. Entfernung der Hauptträger 9,4 m. Oberer und unterer Windverband. Bezüglich des Stabsystems gilt das beim Entwurf Nr. 9 (2. Preis) Gesagte.“

Um den Überbau in drei Teilen montieren zu können, sind in das System in den seitlichen Öffnungen je ein senkrechter Stab und in der mittleren Öffnung aus Symmetriegründen zwei wagerechte Stäbe eingeschaltet worden. Die Endpfosten sind im Gegensatz zu den halb abgeschragten Enden des Entwurfs Nr. 9 auf die ganze Höhe durchgeführt.

Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 135 755. Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in Verbindung mit Architekt Esch, Mannheim, und H. Honnef, Dinglingen (Abb. 17).

„Vollwandiger 272,4 m weit gestützter Bogenträger mit Zugband, der auf zwei Kragarmen von je 12 m Länge Blechträger über den Landöffnungen aufnimmt. Stützweite der Blechträger auf der Ludwigshafener Seite 45,8 m, auf der Mannheimer Seite 27,5 m. Entfernung der Hauptträger 12 m, der Hängestangen und Quer-

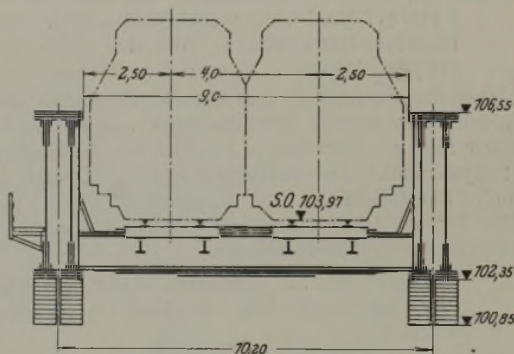


Abb. 19. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 105. Kennzahl 2 211 868.

träger 11,8 m. Pfeilhöhe des Bogens über Zugband 28,6 m. Das Zugband liegt rd. 4 m über den Kämpfergelenken. Bogenhöhe im Scheitel 4 m, an den Kämpfern 6,5 m. Höhe der Schlepptträger 3,75 m. In den Ebenen jeder vierten Hängestange sind Windportale angeordnet. Bogen- und Blechträger haben kastenförmigen Querschnitt. Oberer Windverband in der Fläche der Bogen und Fahrwindverband. In den Landöffnungen ist ebenfalls offene Fahrwind vorgesehen. Baustoff St Si.

Die in den Wettbewerbsunterlagen geforderte Anpassung an die bestehenden Brücken ist in dem vorliegenden Entwurf durch Kontrastwirkung zu erreichen versucht und durch eine gute Linienführung auch erzielt. Es erscheint dem Preisgericht aber zweifelhaft, ob bei dem gewählten Bogenquerschnitt die notwendige Knicksicherheit ohne übermäßigen Baustoffaufwand zu erreichen ist.“

Nach Ansicht der Verfasser werden neben den vollwandigen Bogen die vorhandenen alten Brücken stärker zurücktreten und nur als eine verhältnismäßig niedrige wagerechte Fläche wirken, die das wagerechte Band der neuen Fahrwind verstärkt.

Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 105. Kennzahl 2 211 868. Verfasser: Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistrats-oberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt (Abb. 18 u. 19).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender doppelwandiger Blechträger von $3 \times 91,3$ m Stützweite. Höhe der Träger 4,2 m, über den Zwischenstützen 5,7 m. Entfernung der Hauptträger 10,2 m, der Querträger 3,7 m. Baustoff St Si.

Die vorgeschlagene Lösung erscheint hinsichtlich der Formgebung beachtenswert. In technischer Hinsicht bestehen jedoch er-



Abb. 24. Entwurf Nr. 85. Kennzahl 563 279.

hebliche Bedenken. Die vorgeschlagenen Gehwege außerhalb der Blechträger erfüllen in dieser Lage nicht ihren Zweck. Der weitere Vorschlag, eingleisige Überbauten zu verwenden, begegnet noch größeren Bedenken.“

Nach Ansicht der Verfasser gebietet die Rücksicht auf die bestehenden Brücken die Wahl nur solcher Linien, die sich mit denen des alten Systems möglichst decken. Da die flache Neigung der Streben des alten Systems nicht mehr den heutigen Anschauungen entspricht, eine andere steilere Neigung der Streben jedoch das gesamte Bild stören würde, so wird ein Blechträger vorgeschlagen. In einem weiteren Entwurf schlägt der Verfasser allerdings einen Parallelfachwerkträger von 9,1 m Systemhöhe und 7,61 m Feldweite, also mit steileren Streben als bei der alten Brücke, vor.

In die engste Wahl kamen außerdem noch folgende sechs Entwürfe:

Entwurf Nr. 16. Kennzahl 765 894 B. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt: Prof. Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie (Abb. 20).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelfachwerkträger mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben und abgeschragten Enden. Stützweiten $3 \times 91,3$ m. Entfernung der Hauptträger 10 m; Systemhöhe und Feldweite 9,13 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

Der Entwurf ist technisch nicht zu beanstanden. Er teilt die Sachlichkeit des Parallelfachwerkträgers.“

Entwurf Nr. 73. Kennzahl 14 916. Verfasser: Preuß. Baurat Privatdozent Dr.-Ing. chr. Karl Bernhard, Berlin (Abb. 21 u. 22).

„Über drei Öffnungen durchlaufender Parallelträger aus Rautenfachwerk mit Pfosten und mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Der 91,3 m weit gestützte Kragträger der Mittelöffnung trägt auf zwei je 18,26 m langen Kragarmen in den Seitenöffnungen je einen eingehängten Träger von 73,04 m Stützweite. Systemhöhe 9 m. Entfernung der Hauptträger 9,4 m, der Querträger 4,565 m. Der Abstand der Pfosten ist doppelt so groß wie bei den bestehenden Brücken. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

In technischer Beziehung ist einzuwenden, daß der Träger durch die Gelenke in drei labile Scheiben zerlegt wird. Der Verfasser hat die bestehenden Portale beseitigt. Das Preisgericht erblickt darin keinen Grund zur Zurückweisung des Entwurfs.“

Bei diesem Entwurf ist ein Teil der Querträger an Hilfspfosten, die auf die ganze Trägerhöhe durchgehen, in den Kreuzungspunkten der Streben aufgehängt. Der andere Teil ist in den Anschlußpunkten der Streben am Untergurt angeschlossen.

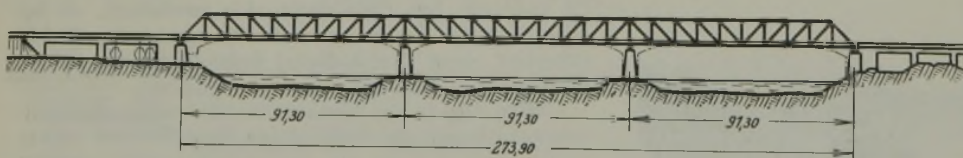


Abb. 23. Entwurf Nr. 84. Kennzahl 563 279.

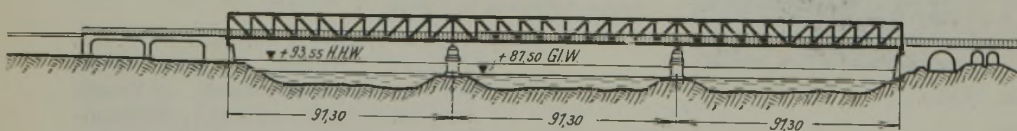


Abb. 25. Entwurf Nr. 118. Kennzahl 17 265 989.

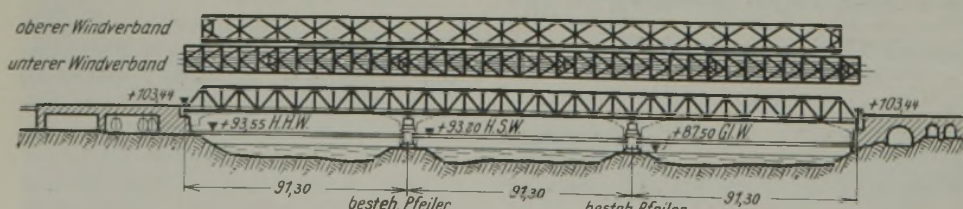


Abb. 26. Entwurf Nr. 133. Kennzahl 880 000.

Entwurf Nr. 84. Kennzahl 563 279, Verfasser: Gesellschaft Harkort, Duisburg, Prof. Paul Bonatz, Stuttgart, Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., Eisenwerk Kaiserslautern, Kaiserslautern (Abb. 23).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger aus Ständerfachwerk mit abgeschragten Enden. Stützweiten $3 \times 91,3$ m. Systemhöhe 10 m. Abstand der Hauptträger 9,6 m, der Querträger 9,13 m. Oberer und unterer Windverband. — Hinsichtlich des Richtungswechsels der Streben gilt das beim Entwurf Nr. 1 (4. Preis) Gesagte. Technisch ist der Entwurf nicht zu beanstanden. Die natürliche Einfachheit teilt der Träger mit den anderen Trägern dieses Systems.“

Nach Ansicht der Verfasser ist bei den bestehenden Brücken neben den parallelen Gurtungen der Rhythmus der gleichlaufenden Zugstreben charakteristisch. Deshalb wird ein Parallelträger vorgeschlagen, bei dem die Streben in gleichem Sinne fallen. Nur in den Endfeldern wird eine steigende Strebe gewählt, um einen zu harten Abschluß zu vermeiden.

Entwurf Nr. 85. Kennzahl 563 279. Verfasser: wie bei Entwurf Nr. 84 (Abb. 24).

„Fachwerk-Sichelbogenträger mit Zugband von 274 m Stützweite. Ausfuchung des Bogens mit Ständerfachwerk. Pfeilhöhe von Oberkante Sichelbogen bis Zugband 38 m. Das Zugband liegt 4,5 m über den Kämpfergelenken. Abstand der Hängestangen und Querträger 9,75 m, der Hauptträger 13 m. Systemhöhe des Bogens im Scheitel 10,5 m, des vollwandigen Endabschlusses 5,5 m. Windverbände je in den Flächen der Ober- und Untergurte des Bogenträgers und in der Fahrbahnebene. Die Biegemomente des Querträgers ließen sich vermindern, wenn die Gleise auseinandergerückt würden. Im übrigen bestehen in technischer Hinsicht keine Bedenken. Das dichte Gitterwerk des Bogens wirkt nach Ansicht der Mehrheit des Preisgerichts im Zusammenhang mit dem Gitterwerk der bestehenden Brücken nicht günstig.“

Nach Ansicht der Verfasser verträgt sich der Bogenträger sehr wohl mit dem Bilde der bestehenden Brücken, da die Massen sich nicht überschneiden. Nur ein Sichelbogenträger ermöglicht die wesentliche Forderung, die Bogenoberkante an den Brückenenden bis zur Fahrbahnhöhe herunterzuführen. Es wurde ein Fachwerkbogen gewählt, da die Abmessungen eines vollwandigen Bogens bei Eisenbahnbrücken, bei denen die Verkehrsbelastung im Verhältnis zur ständigen Last stärker überwiegt als bei Straßenbrücken, zu mächtig würden. Die beiden Bogenwindverbände enden auf jeder Seite in besonderen Portalen, die um zwei Feldweiten voneinander entfernt sind.

Entwurf Nr. 118. Kennzahl 17 265 989. Verfasser: Dipl.-Ing. Frey und Dipl.-Ing. Miesel, Eberswalde (Abb. 25).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelfachwerkträger von $3 \times 91,3$ m Stützweite und 9,6 m Systemhöhe. Ausfuchung mit Ständerfachwerk. Abstand der Hauptträger 9,6 m, der Querträger 9,13 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St 48.

Bezüglich des fünfmaligen Richtungswechsels der Streben gilt das beim Entwurf Nr. 1 (4. Preis) Gesagte. Bezüglich der natürlichen Einfachheit gilt das beim Entwurf Nr. 84 Gesagte.

Der Verfasser macht den an sich beachtenswerten Vorschlag, nach Entfernung der Zwischenpfeiler die vorbeschriebenen Überbauten als Versteifungsträger für einen versteiften Stabbogen zu benutzen. Die von ihm vorgeschlagene Ausführungsart erscheint indes ungeeignet.“

Die Verfasser schlagen vor, den Träger durch Hinzufügen eines Stab Bogens über die ganze Öffnung tragfähig zu machen, da die Vorteile der Beseitigung der Stropfpfeiler erst nach Wegfall der vorhandenen Überbauten ins Gewicht fallen und da eine Brücke über eine Öffnung ohne sehr unwirtschaftliche Verbreiterung nicht standsicher ist. Die Seitensteifigkeit würde dann durch seitliche Verbindung mit der neu zu erbauenden Straßenbrücke gewährleistet.

Entwurf Nr. 133. Kennzahl 880 000. Verfasser: Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde (Abb. 26).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke oder mit Gelenken in der Mittelöffnung durchlaufender Parallelfachwerkträger von $3 \times 91,3$ m Stützweite und 10 m Systemhöhe, mit abgeschragten Enden. Ausfuchung mit Strebenfachwerk. Abstand der Hauptträger 10 m. Feldweite 7,6 m. Oberer und unterer Windverband.

Bei den bisher besprochenen Entwürfen ist der Grundsatz innegehalten, den Streben der neuen Brücke dieselbe Neigung zu geben, wie sie die Mehrzahl der Streben der bestehenden Brücken besitzt. Bei dem vorliegenden Entwurf sind die Feldweite kleiner und die Trägerhöhe etwas größer gewählt als bei den bisher besprochenen Entwürfen, wodurch die Neigung der Streben steiler wird. Technisch ist nichts zu beanstanden.“

(Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Die Häfen von Galatz und Braila und die Neubauten an der Sulina-Donaumündung. Nach einem Bericht in The Dock and Harbour Authority 1928, Nr. 89, März, bedingt die stetige Versandung des dem Schiffsverkehr dienenden Sulina-Arms des Donaumündungsdeltas eine Erweiterung und Verbesserung der vorhandenen Buhndämme. Von den drei Hauptarmen der Donaumündung, Kilia, Sulina und St. George, wurde

2400 m Halbmesser nach Süden zu gekrümmt, um mehr Schutz gegen die durch Sturm bedingten Meeresströmungen zu bieten. Die Kanalbreite soll wie die alte 60 m betragen. Da jedoch einmal die nun zu erreichende Tiefe von 7,4 m noch nicht den Ansprüchen voll genügt, die eine Tiefe von 9 m für einen genügenden Schiffsverkehr fordern, plant man, den südlichen der drei Deltaströme mit der St.-George-Mündung dem Schiffsverkehr nutzbar zu machen, da er in die Portitea-Bai mündet und nicht die großen Geschiebemenngen wie die beiden nördlicheren Mündungsarme führt. Die neuen Buhndämme werden durch Auffüllen von Geröll mit Faschinen hergestellt und die so erhaltenen Dämme auf der Seeseite mit 2,5 t schweren Steinblöcken belegt. Die Faschinen werden aus Weiden hergestellt und bestehen aus schachbrettartig geflochtenen Böden und Decken, zwischen denen drei Lagen von 15 cm starken Weidenbündeln liegen. Die fertigen Faschinen sind etwa 1,2 m dick. Sie werden an den Bestimmungsort gebracht und dort von vier mit Winden versehenen Arbeitsbooten in die gewünschte Lage gebracht, dann mit Geröll beschwert und versenkt, dann wird Geröll bis etwas über die Wasserhöhe aufgefüllt und schließlich werden die 2,5 t schweren Steinblöcke aufgelegt. Wenn die Faschinen versenkt sind, werden

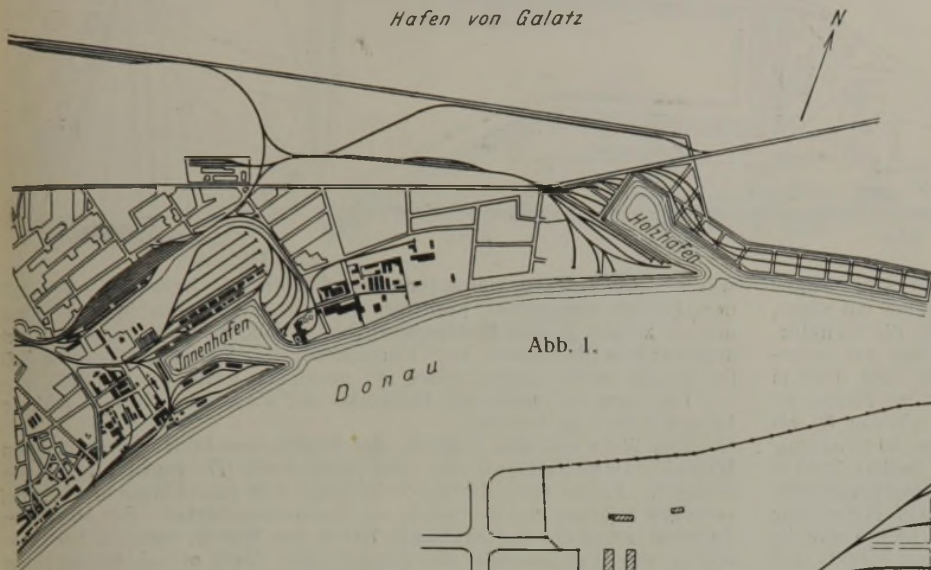


Abb. 1.

im Jahre 1856 der mittlere von der internationalen Donaukommission für den Schiffsverkehr gewählt und korrigiert. Die Einfahrt zum Sulina-Arm wird von zwei Buhndämmen geschützt, die im wesentlichen nordöstlich verlaufen. In gerader Richtung vor ihnen ist bei Erreichung der 11-m-Wassertiefe eine Glockenboje mit weißem Licht verankert. Die Einfahrt zum Bühnenkanal wird von zwei Bojen gekennzeichnet. Rechts eine Schwimmboje mit rotem Licht, links eine Glockenboje. Von 1858 bis 1861 wurde die ursprüngliche Wassertiefe von 2,8 m auf 5,2 m vertieft, um dann bis zum Jahre 1873 auf 6,25 m weiter vergrößert zu werden. Auf diesem Stande blieb der Kanal bis 1894 und wurde dann auf 7,30 m ausgebaggert. Diese Tiefe sollte durch einen Eimerbagger von 220 000 m³ Jahresleistung aufrecht erhalten werden. 1906 wurde noch ein Saugbagger beschafft. Beide konnten trotz einer Gesamtjahresleistung von 445 000 t die gewünschte Tiefe nicht aufrechterhalten. Auch zusammen mit einem 1912 beschafften weiteren Saugbagger war eine Sicherung der gewünschten Tiefe nicht möglich. Die zunehmende Versandung wurde mit dem ständig wachsenden natürlichen Ausbau des Deltas und die damit zusammenhängende starke Strömung auf der Nord- und Südseite der Ufer geschoben. Auch zeigte sich dabei die Unmöglichkeit, die schiffbare Flußtiefe tiefer zu halten, als die die Flußmündung schützenden Buhndämme reichen. Es wurde daher 1920 beschlossen, diese Buhndämme so weit in das Mündungsdelta hinaus zu verlängern, daß sie dort eine Wassertiefe von 6,4 m erreichten. Die Buhndämme wurden bis 30. 9. 1924 auf der Nordseite um 1747 m und auf der Südseite um 1722 m verlängert. Im Oktober 1924 war eine Verlängerung um 1797 m auf der Nordseite und 1788 m auf der Südseite erreicht. Am 25. 7. 1925 wurde der neue Kanal dem Verkehr übergeben bei einer Wassertiefe von 6,10 m. Am 27. 7. 1925 betrug diese 6,4 m, am 31. 7. 1925 6,7 m, am 23. 8. 1925 7,0 m, und im Jahre 1926 war eine Tiefe von 7,2 m erreicht. Es zeigte sich, daß die Buhndämme auch dann noch nicht genügend lang waren, da sie nur bis zu einer Deltatiefe von 6,4 m reichten, die Kanaltiefe aber 7,2 m betragen sollte. Die Buhndämme müssen daher, wenn nicht eine Versandung der Kanalsole eintreten soll, bis zu einer Deltatiefe von mindestens 7,6 m verlängert werden, da sonst eine sichere Abfuhr des Geschiebes durch die Strömung selbst nicht erreicht werden kann. Die neue Verlängerung der Buhndämme ist zurzeit im Bau, soll bis zu einer Deltatiefe von 7,6 m führen und wird mit

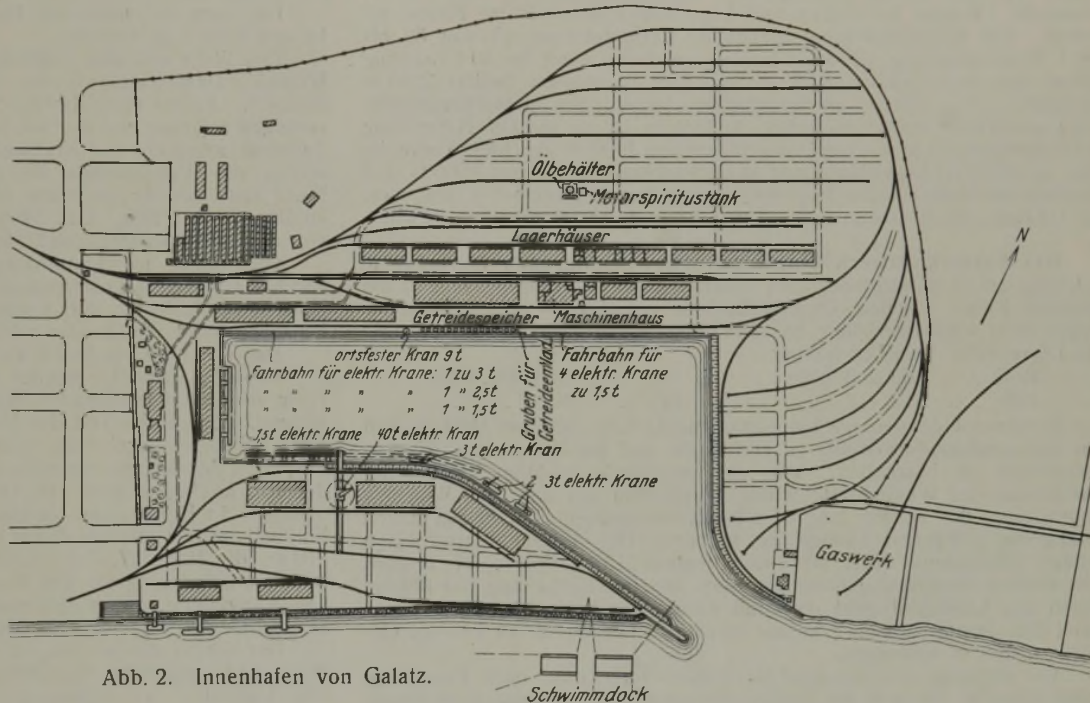


Abb. 2. Innenhafen von Galatz.

sie von zwei Reihen mit je sieben eingerammten Pfählen festgehalten. Die Pfähle dienen gleichzeitig zum Festmachen der Schiffe und als Träger für eine über sie gelegte Arbeitsbühne. Die Häfen von Galatz und Braila liegen je 150 bzw. 170 km von der Sulina-Mündung landeinwärts am Fluß. Der Hafen von Galatz besitzt am Donauufer eine Kailänge von 3100 m, davon sind 2100 m mit Kaimauern versehen. Dazu kommen noch 300 m Privatkai. Am Kai sind Lagerhäuser mit insgesamt 4000 m² Fläche und ein Kühlhaus mit 1000 m² errichtet. An dem Uferkai sind 2 Getreideelevatoren mit 80 t stündlicher Leistung, 1 Schwimmkran mit

ortsfester Kran 9 t
 Fahrbahn für elektr. Krane: 7 zu 3 t
 " " " " " 1 " 2,5 t
 " " " " " 1 " 1,5 t
 1st elektr. Krane 40 t elektr. Kran
 3t elektr. Kran
 3t elektr. Krane

Olbehälter
 Motorspiritustank
 Lagerhäuser
 Getreidespeicher
 Maschinenhaus
 Fahrbahn für 4 elektr. Krane zu 1,5 t
 Gaswerk
 Schwimmdock



Abb. 3.

40 t Leistung und 15 Landungspontons angeordnet. Der Holzhafen ohne jedes Lagerhaus hat eine Kailänge von 2750 m, wovon 1470 m an der Innenseite des Hafens lagen. Seine Gesamtlagerfläche beträgt 350 000 m². Der neue Innenhafen hat eine Kailänge von 2100 m, wovon 1450 m an der Hafenninnenseite liegen. Lagerhäuser mit 24 000 m² Lagerfläche und Lagerkeller mit 2800 m² Fläche sind errichtet. Außerdem bestehen Getreidesilos mit 3200 m² und einer Lagerfähigkeit von 22 000 t. Ferner sind Lagerplätze für Holz und Kohlen mit insgesamt 37 000 m² Fläche vorhanden. Zur Warenbewegung dienen ein 40-t-Kran, ein 9-t-Kran, vier 3-t-Krane, ein 2,5-t-Kran und sieben 1,5-t-Krane. Sämtliche Hafenbecken dienen als Winterhäfen. Um ein Freihafengebiet zu schaffen, soll der Holzhafen diesem Zweck nutzbar gemacht und an seine Stelle eine neue 12 km lange Holzverladeanlage am Fluß selbst geschaffen werden. Die wichtigsten Anlagen sind aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich.

Der Hafen von Braila (Abb. 3 u. 4) war vor dem Kriege der wichtigste rumänische Ausfuhrhafen für Weizen u. dgl. Aufwärts am Fluß vom neuen Hafenbecken ab sind Reihen von einfachen einstöckigen Lagerhäusern von den Getreidehändlern errichtet und parallel mit ihnen, durch Schienenstränge verbunden, schmale Lagerhäuser für die Getreidelagerung in Säcken erbaut. Der neue Getreidespeicher liegt am Innenhafen. An der Donau entlang sind 2300 m gemauerte und 1850 m natürliche Uferkais vorhanden und Lagerhäuser mit 1576 m² Fläche errichtet. Zur Warenbewegung dienen 32 Getreideelevatoren von 80 bis 160 t Stundenleistung, Schwimmkrane, von denen einer für 40 t Leistung gebaut ist, und 15 Landungsbrücken. Der Innenhafen besitzt 2288 m Kailänge, wovon 1544 m am Innenbecken liegen. Die Gesamtlagerfläche der Lagerhäuser beträgt 8050 m². Außerdem ist an diesem Hafen eine Petroleumtankanlage mit einer Grundfläche von 4000 m² errichtet. Getreidesilos mit 3200 m² Lagerfläche und einer Speicherfähigkeit von 25 000 t sind ebenfalls vorhanden. Zur Warenbewegung dienen zwei 3-t-Krane, zwei 2,5-t-Krane, ein 9-t-Kran und ein 5-t-Kran mit Kohlengreifer. Sch.

Das Wasserkraftwerk Wolchowstroi bei Leningrad.¹⁾ Die Industrie in Leningrad ist ausschließlich auf ausländische Kohle angewiesen, da die russische Kohle aus dem Donetzgebiete wegen des zu weiten Transportweges nicht wettbewerbfähig ist. Der gesamte Energiebedarf der Industrie des Leningrader Bezirkes betrug:

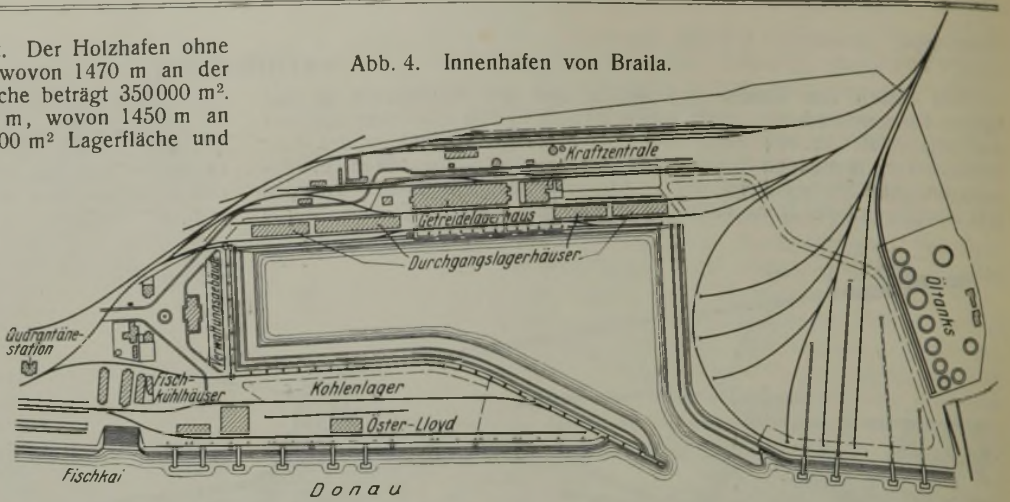
1916 . . .	500 Mill. kWh	1926 . . .	456 Mill. kWh
1925 . . .	312 " "	1927 . . .	618 " "

Bereits vor dem Kriege hatte man die Absicht, sich der Abhängigkeit von der ausländischen Kohle zu entledigen und die Energie aus Wasserkraftwerken zu beschaffen. Von den verschiedenen Möglichkeiten der Ausnutzung der Wasserkräfte wurde schon früh auf den Fluß Wolchow hingewiesen, der 223 km lang dem Ilmen-See entfließt und in den weit Leningrads gelegenen Ladoga-See mündet. Die mittlere Wassermenge beträgt mindestens 267,1 m³/sek, höchstens 1320 m³/sek, ist folglich sehr starken Schwankungen unterworfen. In einer Entfernung von 130 km östlich von Leningrad geht der Fluß durch eine Kalkschieferschicht und bildet hier Stromschnellen, die auf einer Strecke von rd. 10 km ein Gefälle von 9,5 m aufweisen.

Als während des Krieges die Zufuhr von Kohle nach Petersburg unterbunden wurde und die Energieversorgung der Industrie in Stockung geriet, wurde der Entschluß gefaßt, unterhalb der Stromschnellen ein Kraftwerk zu errichten, das bei einer installierten Leistung von 80 000 PS, einer mittleren Jahresleistung von 40 000 PS, rd. 225 Mill. kWh hergeben könnte und zu einer jährlichen Ersparnis von 260 000 t Kohlen führen

¹⁾ Nach einem Aufsatz von Buttler in der Elektrotechn. Zeitschr. 1928, Heft 31. Der Auszug gibt im wesentlichen den bautechnischen Teil wieder.

Abb. 4. Innenhafen von Braila.



würde. Mit dem Bau wurde jedoch erst Ende 1921 begonnen. Das 1927 dem Betrieb übergebene Kraftwerk verdient allgemeines Interesse nicht nur als zurzeit größtes Kraftwerk Rußlands, sondern auch wegen der dort angewandten Bauweisen und Konstruktionen. Der wasserbauliche Teil der Anlage wurde ausschließlich mit russischen Kräften ausgeführt.

Die Lage der einzelnen Bauwerke der wasserbaulichen Anlage ist aus Abb. 1 zu ersehen.

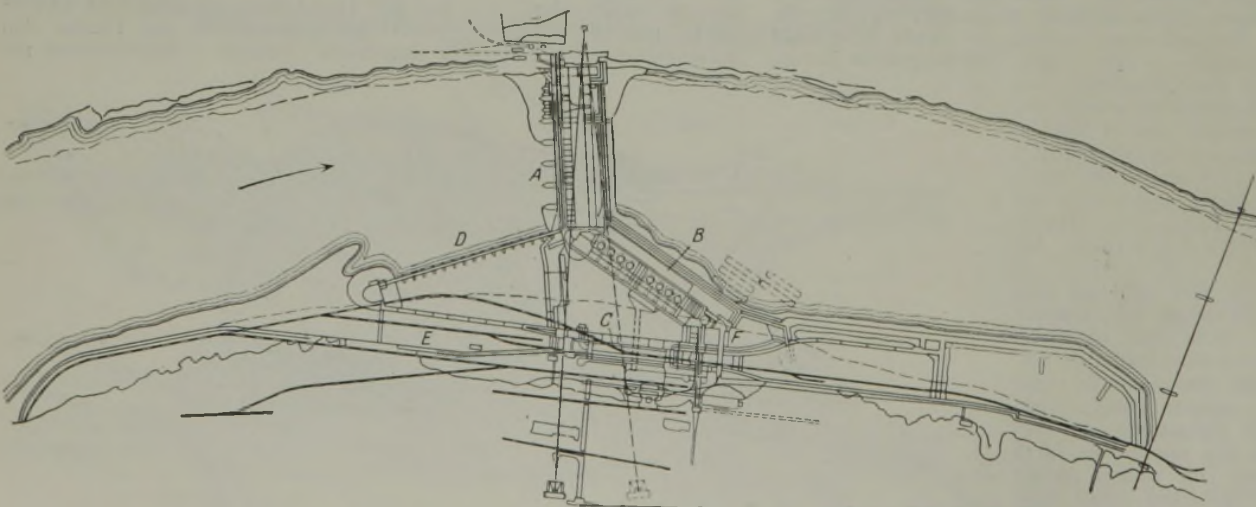
Das Wehr und das Gebäude des Kraftwerkes bilden einen stumpfen Winkel. Dem Kraftwerk ist eine Schutzwand (D) gegen Eisgang vorgelagert. Rechts vom Kraftwerk befindet sich eine Einkammerschleuse, zwischen Schleuse und Kraftwerk ein Hochwasserüberfall. Bei Arbeit aller Turbinen gebraucht das Kraftwerk 700 m³/sek Wasser, während bei Hochwasser die Wassermenge des Flusses etwa 2400 m³/sek beträgt. Das Wehr kann bei rd. 2 m Höhe des überfallenden Wassers nur 1300 m³/sek abführen. Der Rest, d. h. 2400 — 1300 = 1100 m³/sek, muß somit von dem Hochwasserüberfall abgeführt werden.

Gleichzeitig mit diesen Anlagen ist auch eine Fernleitung für 120 000 V, 130 km lang, nach Leningrad gebaut worden und in der Stadt selbst ein Umspannwerk, sekundäre Umspannwerke und ein Kabelring, der diese Umspannwerke miteinander verbindet.

Das Wehr ist aus Beton als festes Wehr mit Überlauf gebaut (Abb. 2). Besondere Sorgfalt wurden der Ausbildung der Abfallfläche, die die Form des frei überfallenden Wassers hat, und des Abschlußbodens gewidmet. Der untere Teil des Abschlußbodens ist muldenförmig, mit einer Enderhöhung, ausgebildet, damit eine Staubbildung erst außerhalb des Bereiches des Wehres eintreten kann. Der Unterteil der Abfallfläche und der Abschlußboden sind mit Granitquadern ausgemauert, wogegen das Sturzbett in Beton ohne Verkleidung gelassen ist. Das Sturzbett ist im Flußbett mittels eiserner Anker verankert. Die Länge des Wehres beträgt 210 m, die Höhe 17,67 m, die Breite 39,2 m. Gegen Einwirkungen der Temperaturänderung ist das Wehr in 26 Einzelteile von je 7,5 bis 15 m Länge gegliedert, die mittels elastischer eiserner Wände, die in mit Asphalt ausgegossenen Schächten verlegt sind, untereinander verbunden sind.

Der Körper des Wehres ist von außen mit einer 1 m starken Schicht Beton 1:4 ausgeführt, der Kern besteht aus einer Betonmischung 1:5. Der Vorboden ist außerdem noch mit einer 5 cm starken Schicht Schleuderbeton verputzt. Das Wehr ruht auf zehn Senkkasten aus Eisenbeton. Die Höhe der Senkkasten beträgt 1,83 m, die Grundfläche 21,557 m². Auf dem Dach der Senkkasten befinden sich die Ummantelungen zum Aufführen des Betonmauerwerkes. Die 400 t schweren Senkkasten wurden auf Holzgerüsten zusammengebaut, dann mittels schwimmender Krane an Ort und Stelle geschafft, mit Hilfe von Druckluft herabgelassen und innen ausgemauert, wobei gleichzeitig in der üblichen Weise das Mauerwerk auf dem Dach des Senkkastens aufgeführt wurde. Die Zwischenräume zwischen den mittels Senkkasten ausgeführten Pfeilern wurden durch zwei Schilder abgezäunt, das Wasser ausgepumpt, dann die Zwischenräume wie in einer offenen Baugrube ausgemauert. Von der Oberwasserseite wurden eiserne Schilder verwendet oder auch Bohlen aus Eisenbeton, während für die Unterwasserseite Schilder aus Holzbohlen, in Eisenbetonrahmen gelagert, genügten.

Der im Mittelbau des Kraftwerkgebäudes (Abb. 3) liegende Maschinensaal



A Wehr. B Gebäude des Kraftwerks. C Schleuse. D Schutzwand gegen Eisgang. E Kanal. F Hochwasserüberfall.

Abb. 1. Lageplan der Anlage während des Baues.

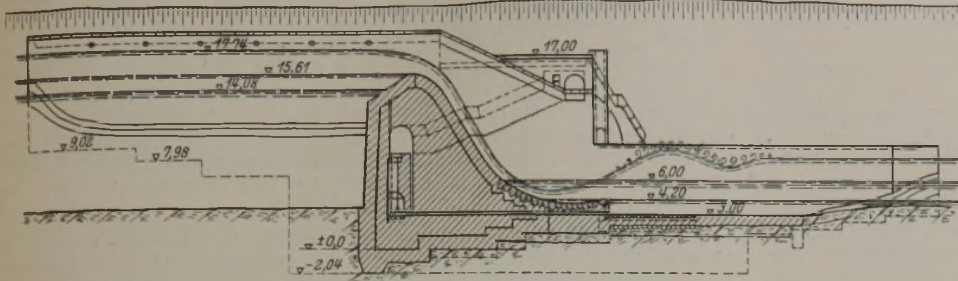


Abb. 2. Querschnitt des Wehres.

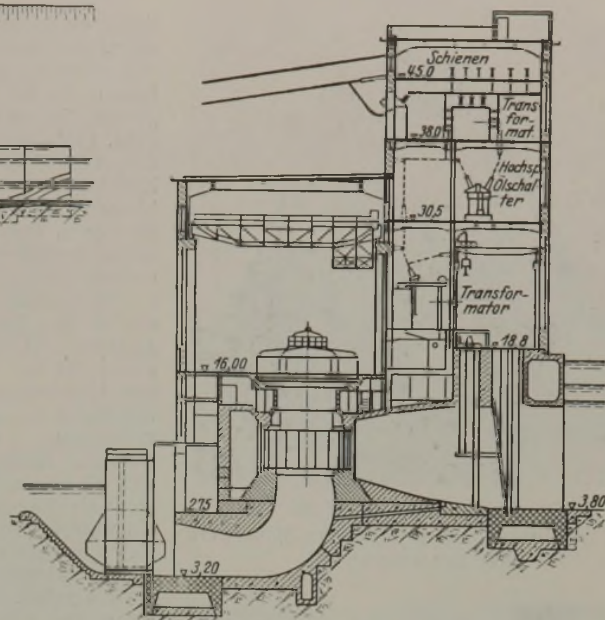


Abb. 3. Schnitt durch das Krafthaus.

hat eine Länge von 140,5 m, eine Breite von 17 m und eine Höhe von 17 m. Das gesamte Gebäude wird mittels Warmwasserheizung beheizt. Der Maschinensaal erhält außerdem noch eine Heizung durch die warme Luft von den Generatorlüftern.

Die Gründung des Kraftwerkgebäudes sollte ebenfalls mittels Senkkasten ausgeführt werden, dieser Gedanke wurde aber später fallengelassen, und es wurde eine Abgrenzung des Bauplatzes mittels Steinkisten gemacht. Die Abgrenzung bestand aus zwei Reihen von Steinkisten, die 4 m voneinander entfernt sind. Der Zwischenraum wurde mit Sand ausgefüllt. Nach Abschluß eines Baubezirkes mittels dieser doppelten Wand wurde das Wasser ausgepumpt und die Arbeit wie in einer offenen Baugrube ausgeführt.

Neben dem Kraftwerkgebäude befindet sich ein Fischweg, der aus Holz, treppenförmig nach Bauart Denil, mit Neigung 1:3 gebaut ist. Die Breite beträgt 1,20 m. Der Länge nach ist der Fischweg in zwei Abschnitte von je 15 m mit dazwischenliegenden Pfählen zum Ausruhen eingeteilt. Bei einer Wassertiefe von 0,5 m beträgt die Geschwindigkeit der Strömung 1,75 m/sek.

Die Schutzwand gegen den Eisgang besteht aus 17 Betonpfeilern im Abstände von 11,3 m voneinander, die durch Bogen verbunden sind. Die Gesamtlänge beträgt 257 m. Die Wand ist um 0,6 m höher als der höchstmögliche Wasserspiegel, der Scheitelpunkt der Bogen um 1 m niedriger als der niedrigste Wasserspiegel, d. h. bei allen Wasserständen werden durch die Bogen schwimmende Gegenstände, vor allem Eisschollen aufgehalten, während das Wasser fast frei ohne Stauung durchgehen kann. Auch hier wurde die Gründung mittels Senkkasten, jedoch abnehmbarer, ausgeführt.

Die Schleuse ist eine Einkammerschleuse von 150 m Länge und 17 m Breite. Die geringste Wasserhöhe im oberen Tor ist 2,40 m, d. h. es ist der Durchgang von Schiffen mit etwa 1,8 m Tiefgang gewährleistet. Das obere Schleusentor ist ein eisernes Stemmtor von 6,20 m Höhe. Außerdem ist in Nischen des Bodens noch ein zusammenklappbares Sicherheitstor, Bauweise Poiré, gelegt, das den Verschuß der Schleuse bei Schadhafwerden des Stemmtors besorgt. Das untere Schleusentor, ebenfalls ein Stemmtor, hat eine Höhe von 16 m, eine Stärke von 1,10 m. Das Gewicht einer Torhälfte beträgt 100 t. Bei elektrischer Betätigung beträgt die Dauer des Schließens oder des Öffnens dieses Tores etwa 1 min. Die Schleusenammer kann in 8 min gefüllt werden, so daß rd. alle 35 min ein Schiff die Schleuse durchfahren kann. Die Ufermauer der Schleusenammer ist als dünne Eisenbetonwand ausgeführt, die mittels eiserner Anker mit dem Kalkschiefer des Ufers verbunden ist. Hinter dieser Wand sind Entwässerungsröhre verlegt, die das Grundwasser abführen und so die Wand von dem zusätzlichen Druck des Grundwassers befreien.

Der Hochwasserüberfall zwischen Kraftwerk und Schleuse besitzt zwei Durchlässe von je 9 m Breite. Die Durchlässe werden durch zwei eiserne Schilder geschlossen. Die Ausmauerung des Sturzbettes wurde hier nach einem „schwedischen“ Verfahren ausgeführt, das darin besteht, daß Quadersteine auf ein Schotterbett gelegt werden und in die Zwischenräume Gasrohre eingesteckt werden. Nachher werden die Steine unter Wasser gesetzt, das die Luft aus den Zwischenräumen und den Rohren verdrängt. In die Rohre wird dann eine Zementmischung 1:1 gegossen; die Zementmischung verdrängt das Wasser, füllt die Zwischenräume und verbindet somit die Quadersteine gut miteinander.

Der Zugang zur Schleuse geschieht durch den oberen Kanal, dessen Länge 380 m, die Breite 38,4 m beträgt. Die Ufer dieses Kanals sind, soweit sie in Kalkschiefer verlaufen, ohne Einfassung geblieben. Längs dem Ufer sind in Abständen von 3,20 m Pfeiler aus Beton angeordnet, die einen Steg zum Treideln tragen.

Bei Ausführung dieser Bauten wurde von der Zementierung der Kalkschichten Gebrauch gemacht. Der Kalkstein besteht aus 5 bis 20 cm starken Schichten, zwischen denen lehmige Zwischenlagen liegen. Unter dem Kalksteine (silurischen Ursprungs) befinden sich Lehm und Sand kambrischen Ursprungs, die eine Ansammlung von Wasser zwischen den Kalksteinschichten begünstigen. Eine große Anzahl von senkrechten Rissen im Kalkstein führt außerdem noch zu starker Wasserdurchlässigkeit in senkrechter Richtung, so daß die Gefahr einer Unterspülung der Fundamente bestand. Es wurden daher Bohrlöcher vom linken Ufer längs dem Wehr, dem Kraftwerk, der flußseitigen Mauer der Schleuse zum rechten Ufer angelegt. Bei 4 bis 5 at Überdruck wurde eine Zementmischung aus 5 bis 50% Zement in Wasser eingepreßt. Die Bohrlöcher wurden meist bis zur Sohle der Gründungen getrieben, an einigen Stellen sogar bis zur tiefer liegenden Sohle des Kalksteines.

Die 130 km lange Fernleitung nach Leningrad ist in zwei getrennten Linien, die im Abstände von 17,4 m voneinander laufen, geführt.

Sämtliche Streckenmaste, mit Ausnahme der Abspannmaste und der Maste bei Flußkreuzungen und im Bereiche der Stadt, sind aus Holz, wobei die mittlere Spannweite 200 bis 220 m, im Stadtbezirk hingegen 160 bis 170 m beträgt. Alle 1 bis 1,2 km ist ein Abspannmast aus Eisenkonstruktion angeordnet. Um den Holzmasten eine bessere Stabilität zu geben, sind die Spitzen der Maste mittels zweier Stahlseile miteinander und mit den Abspannmasten verbunden. Diese verzinkten Stahlseile, bestehend aus sieben Drähten bei einem Gesamtdurchmesser von 9,5 mm, dienen zugleich als Erdungseile.

Die Leitungseile bestehen je aus 19 Hartkupferdrähten von 2,82 mm Durchm. und haben einen Querschnitt von 220 mm². Die Entfernung zwischen den Phasen beträgt 4 m, die Höhe von Erdoberfläche mindestens 6 m, bei Bahnkreuzungen 7,5 m, beim Übergang über die Newa 40 m. Die von der amerikanischen Firma Thomas gelieferten Hängeisolatoren sind normal als Einzelkette, bestehend aus sieben Isolatoren, angeordnet. Für die Abspannmaste sind Doppelketten mit je acht Isolatoren, für den Übergang über die Newa dreifache Ketten von je neun Isolatoren vorgesehen.

Die Holzmasten sind in zwei Bauarten ausgeführt: 1. für trockenes Gelände und 2. für sumpfiges Gelände.

Während bei der ersten Bauart die Mastfüße einfach eingegraben wurden, sind die Füße bei der zweiten Bauart an zwei eingerammten Pfählen befestigt. Alle Teile, die mit dem Erdrich in Berührung kommen, sind mit Kreosotöl getränkt. An denjenigen sumpfigen Stellen, wo unter dem Sumpf steiniger Grund vorgefunden wurde, wurden Fundamente aus Eisenbeton oder Pfahlgründungen verwendet. Die Höhe dieser Maste beträgt 12,65 m, der Abstand der Füße 4 m. Die eisernen Maste beim Übergang über die Newa haben eine Höhe von 68,5 m. Mit Ausnahme der Isolatoren ist für den Bau der Fernleitung durchweg nur russisches Material verwendet worden.

Die Bauverwaltung gibt für die tatsächlichen Gesamtkosten des Baues 90 Mill. Vorkriegsrubel an (etwa 190 Mill. Goldmark). Hiervon entfallen: auf die Schleuse mit Kanälen 15 Mill., auf das Kraftwerk 56 Mill., auf die Fernleitung 7 Mill., auf das Umspannwerk 5 Mill., auf den Kabelring und die sekundären Umspannwerke 7 Mill. Vorkriegsrubel.

Mitte 1927 konnte die Anlage zum Teil in Betrieb genommen werden, um die Grundbelastung für die Energieversorgung der Leningrader Industrie zu übernehmen. Die Bauzeit betrug somit fünf Jahre, von denen jedoch die ersten Jahre wegen der Nachwirkungen der Revolution und der Inflation kaum ausgenutzt werden konnten.

Ein neuer Selbstgreifer für Naßbaggerung. Die Unterwasserbaggerung von gesprengtem Felsen oder Trümmern von Bauwerken bei Abbrucharbeiten ist schwierig und erfordert viel Zeit. Kleinstückiges Gestein läßt sich zwar mit den üblichen Zinkengreifern baggern, diese versagen jedoch immer mehr, je größer und unregelmäßiger die Steinbrocken werden. Blöcke von mehreren Zentnern Gewicht lassen sich mit ihnen sehr schwer greifen und müssen so zurecht geschoben werden, daß dem Greifer genügend Angriffsmöglichkeit gegeben ist. Unter Wasser ist dies schwierig, wenn nicht unmöglich. Außerdem verbiegen sich bei hoher Beanspruchung durch schwere eingeklemmte Blöcke häufig die Zinken des Greifers.

Bei den Abbrucharbeiten der alten Duisburg-Hochfelder Rheinbrücke wird zum Baggern der Gesteintrümmer, die beim Abbruch der Strompfeiler anfallen, ein neuer Greifer verwendet, der sich für diese Arbeiten vorzüglich bewährt hat (Abb. 1 u. 2). Dieser Greifer — „Polyp“ genannt — besitzt unterschiedlich von den gewöhnlichen Zweischalengreifern mit ihren zwei Schneiden bzw. zwei parallelen Reihen von Zinken, acht stark gebogene, im Kreise angeordnete Schalen, die sich mit ihren keilförmigen Spitzen ungefähr senkrecht auf das Fördergut aufsetzen und beim Schließen

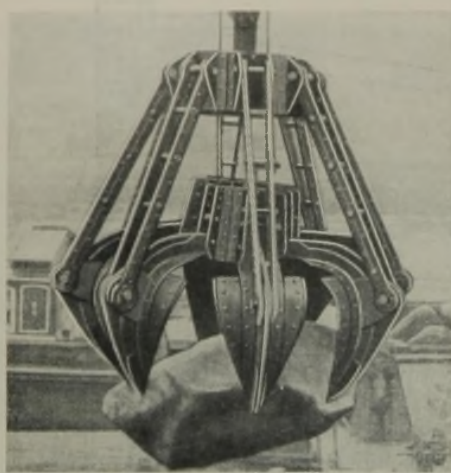


Abb. 1. Schwimmdampfkran mit Polyp beim Aufräumen von gesprengtem Mauerwerk eines Brückenpfeilers.



Abb. 2. Polyp mit einem schweren Steinblock über einer Schute mit Bodenentleerung.

darin eindringen, wobei sie es von der Seite und von unten her zusammenfassen. Es ist klar, daß gerade in unregelmäßigem, grobstückigem Fördergut die Möglichkeit des Eindringens und nachherigen Zusammennehmens beim Polyp infolge dieser kreisförmigen Anordnung der spitzen Schaufeln bedeutend größer ist als bei den Zweischalengreifern. Leistungsversuche bei der Förderung von Kalksteinen, die als Zuschläge bei der Eisenverhüttung verwendet werden, haben gezeigt, daß mit einem Polyp eine mehr als doppelt so hohe Umschlagleistung zu erzielen ist als mit einem gleich schweren Zweischalengreifer. Beim Verladen von sehr grobem Erz ergaben sich ähnliche Verhältnisse.

An verschiedenen Baustellen, wo gesprengtes Mauerwerk oder Felsen zu baggern waren, hat der kleine Polyp von 1,8 t Eigengewicht nicht nur grobes Gestein, sondern selbst Blöcke von mehr als 1000 kg Gewicht und 1 m Kantenlänge mit Sicherheit bewältigt. Diese Fähigkeit verdankt der Polyp seiner geschickten Konstruktion, insbesondere der Ausbildung der Schaufeln, Stangen und Gelenke. Die Unterflasche kann sich entsprechend den auftretenden Widerständen gegenüber der Oberflasche schieben, wodurch sich im Verein mit der großen Seitenbeweglichkeit der Schaufeln eine vielseitige Angriffsmöglichkeit beim Erfassen der verschiedenen Fördergüter ergibt. Aus Abb. 1 ist zu ersehen, wie sich der ganze Greifer der Form des gefaßten Steinblocks entsprechend einstellt, so daß der Block von allen Seiten sicher gehalten wird.

Der Polyp läßt sich ohne weiteres an die Seile eines Kranes, der für Greiferbetrieb eingerichtet ist, anhängen; denn er arbeitet, wie jeder normale Zweiseilgreifer, mit zwei Schließseilen und einem oder zwei Halteseilen. Für die normalen Dampfkranen von 3 t Tragfähigkeit, wie sie von Tiefbauunternehmen meistens benutzt werden, ist der Polyp von 1,8 t Eigengewicht und 0,6 m³ Fassungsvermögen am besten geeignet. Ist nur ein Dampfkran für Stückgutbetrieb vorhanden (Abb. 2), so läßt sich in diesen leicht eine Entleerungsvorrichtung einbauen, so daß er auch als Greiferkran arbeiten kann. Andererseits kann der Polyp jedoch auch als Einkettengreifer zum Anhängen an jedes Stückgutwerk geliefert werden.

Für Arbeiten im Wasser wird zweckmäßig ein schwimmendes Heberzeug verwendet in Gestalt eines Dampfkranes, der feststehend oder fahrbar auf einem Ponton angeordnet ist. Ein solcher Schwimmkran läßt sich leicht an jede Baustelle schleppen und kann auch am Ufer Arbeiten verrichten, soweit die Ausladung des Kranes es gestattet.

Ein weiteres Anwendungsgebiet des Polyp im Tiefbau ist die Trockenbaggerung und das Abteufen von Schächten und Brunnen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Witte, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnoberräte v. Beck, Mitglied der R. B. D. Mainz, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, und Friedrich, Vorstand der Reichsbahn-Betriebsdirektion Chemnitz, als Mitglied zur R. B. D. Dresden, die Reichsbahnräte Moll, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Hannover 2, Friedrich Wolf, bisher beim R. A. W. Berlin-Grünwald, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W.

Darmstadt Wagenwerk, Rünzi, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Stendal, zur R. B. D. Altona, Kleinhempel, Vorstand des R. V. A. Bielefeld, in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Münster (Westf.), Dr. jur. Ottmann, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, als Vorstand zum R. V. A. Bielefeld, Dr. jur. Borgers, Vorstand des R. V. A. Münster (Westf.), in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Altena (Westf.), und Kirchhoff, bisher beim R. M. A. Hagen (Westf.), als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Stendal, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Unverzagt, bisher bei der R. B. D. Erfurt, zur R. B. D. Elberfeld.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Georg Martin, Vorstand des R. B. A. München 3, als Dezernent zur R. B. D. Augsburg, und Ernst Emrich, Vorstand des R. B. A. Zweibrücken, als Dezernent zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), die Reichsbahnräte Karl Kaufmann, Vorstand des R. B. A. Neustadt (Haardt), in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Kaiserslautern 1, Dr. jur. Adam Götz, bisher bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum R. B. A. Neustadt (Haardt), Nüssel, Vorstand des R. B. A. Bayreuth, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Nürnberg 2, Dr.-Ing. Ludwig Schultheiß, Vorstand des R. M. A. München 2, als Dezernent zur R. B. D. Regensburg und Wetzlich, Vorstand des R. B. A. Hoyerswerda, zur R. B. D. Dresden.

Überwiesen: Oberregierungsrat Dr. jur. Walter Schmidt, bisher beim Reichsverkehrsministerium in Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln.

Überwiesen: Reichsbahnratmann Hafner von der Bahnstation Würzburg Rangierbahnhof zur R. B. D. Würzburg.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Hoese, Vorstand des R. B. A. Hannover 2, und die Reichsbahnratmänner Heinrich Stallmann, Vorstand der Güterabfertigung Bremen Hauptbahnhof, Franz Schwarzer, Vorstand des Verkehrsbureaus bei der R. B. D. Oppeln, und August Greune, Vorstand der Station Schweinfurt Hauptbahnhof.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Arnhold Steinbrink, Mitglied der R. B. D. Erfurt.

Besetzung der neuerrichteten Reichsbahn-Betriebs- und Reichsbahn-Verkehrsämter im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden.

A. Reichsbahn-Betriebsämter:

1. Altenburg: Paul Wolf, Reichsbahnrat (Vorstand), Artur Hofmann, Reichsbahnrat. 2. Bautzen: Ritter-Große, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Köhn, Reichsbahnrat. 3. Chemnitz 1: Hermann Fischer, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Schütze, Reichsbahnoberrat, Lempe, Reichsbahnrat, Meißner, Reichsbahnrat. 4. Chemnitz 2: Ruder, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Plagge, Reichsbahnrat. 5. Chemnitz 3: Heidrich, Reichsbahnrat (Vorstand), Gerhard Lehmann, Reichsbahnrat. 6. Döbeln: Kirsten, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Dr.-Ing. Sperhake, Reichsbahnrat. 7. Dresden 1: Kunitz, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Seidel, Reichsbahnrat, Groh, Reichsbahnrat. 8. Dresden 2: Lohmann, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Hans Krüger, Reichsbahnrat, Dr.-Ing. Hartwig, Reichsbahnrat. 9. Dresden 3: Gretzschel, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Mühlhaus, Reichsbahnrat. 10. Dresden 4: Reinhardt, Reichsbahnoberrat, Geheimer Baurat (Vorstand), Günssel, Reichsbahnrat, Dreßler, Reichsbahnrat. 11. Flöha: Uhlfelder, Reichsbahnrat (Vorstand), König, Reichsbahnrat. 12. Freiberg (Sa.): Braune, Reichsbahnrat (Vorstand), Hans Wolf, Reichsbahnrat. 13. Greiz: Herbig, Reichsbahnrat (Vorstand), Endler, Reichsbahnrat. 14. Leipzig 3: Hildebrand, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Rud. Müller, Reichsbahnrat, Dr.-Ing. Uhlich, Reichsbahnrat. 15. Leipzig 4: Käufler, Reichsbahnrat (Vorstand), Zetzsche, Reichsbahnrat, Fritz Ebel, Reichsbahnrat. 16. Leipzig 5: Puruckherr, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Dettelbach, Reichsbahnrat, Graupner, Reichsbahnrat. 17. Ölsnitz (Vogtl.): Rudolph, Reichsbahnrat (Vorstand), Otto, Reichsbahnmeister. 18. Pirna: Ehrlich, Reichsbahnrat (Vorstand), Körner, Reichsbahnrat, Echte, Reichsbahnrat. 19. Plauen (Vogtl.): Wünsche, Reichsbahnrat (Vorstand), Göhring, Reichsbahnrat. 20. Riesa: Wilhelm Hennig, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Kriebisch, Reichsbahnrat. 21. Schwarzenberg: Erler, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Siegert, Reichsbahnrat. 22. Zittau: Junge, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Kratz, Reichsbahnrat. 23. Zwickau (Sa.) 1: Klein, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Elsner, Reichsbahnrat, Bauer, Reichsbahnrat. 24. Zwickau (Sa.) 2: Max Schneider, Reichsbahnrat (Vorstand), Rechenberg, Reichsbahnrat.

B. Reichsbahn-Verkehrsämter:

1. Altenburg: Dr. jur. Thost, Reichsbahnrat. 2. Bautzen: Haberland, Reichsbahnratmann. 3. Chemnitz 1: Bohnitz, Reichsbahnrat. 4. Chemnitz 2: Stäps, Reichsbahnratmann. 5. Döbeln: Dr. jur. Fuchs, Reichsbahnrat. 6. Dresden 1: Ernst Spannaus, Reichsbahnrat. 7. Dresden 2: Schuchardt, Reichsbahnrat. 8. Leipzig 1: Niedenführ, Reichsbahnrat. 9. Plauen (Vogtl.): Dr. jur. Tschöeltsch, Reichsbahnrat. 10. Zwickau (Sa.): Dietzfelbinger, Reichsbahnrat.

INHALT: Der Einsturz der Stuttgarter Stadthalle. — Die Brücke über den Kleinen Belt. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 (Schluß). — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim (Fortsetzung). — Vermischtes: Häfen von Galatz und Braila und die Neubauten an der Sullna-Donaumündung. — Wasserkraftwerk Wolchowstrol bei Leningrad. — Neuer Selbstgreifer für Naßbaggerung. — Personalnachrichten.

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