

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Warthebruchbrücke bei Fichtwerder.

Von Dr.-Ing. chr. Karl Bernhard, Berlin.

des Baumtes vom Kreise Landsberg, als Bauherrn, sowie Prüfung aller Ausführungszeichnungen und Berechnungen nebst Begutachtung der Ausführung zur Unterstützung der örtlichen Bauleitung übertragen. Nachstehend sei das geschaffene Werk für die Fachwelt dargestellt.

### I. Lage und allgemeine Anordnung.

Bei Fichtwerder liegt der Strom in einer Krümmung auf der rechten Talseite und wird hier durch die hügelig und anmutig gelegene Ortschaft begrenzt, während das ganze Flutgebiet in 500 m Breite auf der linken Seite liegt. Eine Überbrückung des Stromes und des Flutgebietes in einer Geraden zwischen dem durch die vorhandenen Straßen gegebenen Endpunkt hat sich hier nicht als ratsam erwiesen. Zwischen Strombrücke und Flutbrücke konnte vielmehr eine Richtungsänderung mit Leichtigkeit vorgenommen werden und dabei sich die Lage der Strombrücke so anordnen lassen, daß sie die Warthe selbst, wie in Abb. 1 dargestellt ist, rechtwinklig kreuzt, was für den weitgespannten Überbau erwünscht erschien. Für die Flutbrücke war maßgebend, daß die Richtung des Hochwassers im wesentlichen durch die linkseitige Deichanlage stromabwärts abweichend von der Richtung des Hauptstromes gegeben war. Sie mußte auf jeden Fall etwas schief über das Vorland zu dem linkseitigen Endpunkte geführt werden. So endet die Flutbrücke links unmittelbar vor der Straße nach Louisa—Kriescht am Deich, während in Fichtwerder der Brückenanfang im Zuge der bebauten Dorfstraße und Verbindung nach den Ostbahnstationen Vietz und Dollensradung liegt. Dadurch war erreicht, daß außerhalb der Brückenenden nur geringfügige Änderungen und Kosten an den Zufahrtswegen und Rampen entstanden.

Mit Rücksicht auf die Schifffahrt sollte der Strom in einer Öffnung von 90 m Weite

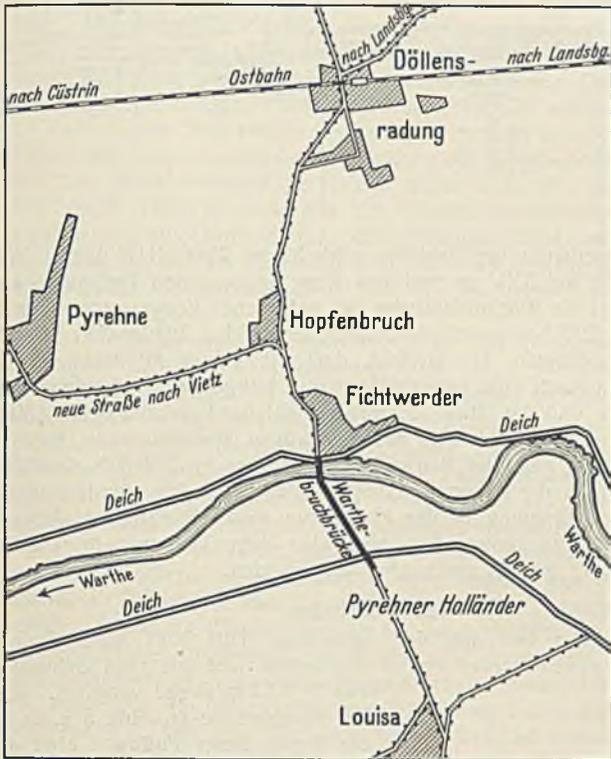


Abb. 1. Allgemeiner Lageplan.

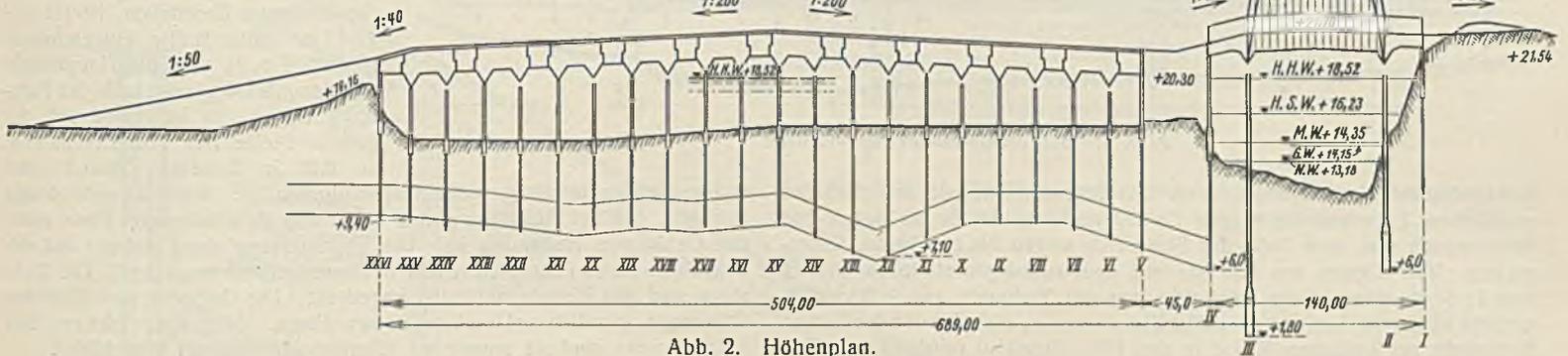


Abb. 2. Höhenplan.

Am 3. Dezember 1929 ist die 684 m lange Warthebruchbrücke bei Fichtwerder dem Verkehr übergeben worden. Zwischen Küstrin und Landsberg gelegen, soll sie einerseits dem Durchgangsverkehr zwischen Pommern, Brandenburg und Schlesien dienen, der sich nach der Grenzziehung im Osten durch den Versailler Vertrag östlich der Oder durch den Kreis Landsberg bewegen muß, da alle weiter östlich gelegenen Verbindungen abgeschnitten worden sind; sie soll aber weiter die wirtschaftliche und kulturelle Erschließung des von Friedrich dem Großen besiedelten und stark bedrängten Warthebruchs fördern. Die Baukosten von etwa 1 200 000 RM sind von den Kreisen Landsberg nördlich und Oststernberg südlich der Warthe, von der Provinz Brandenburg und den Staats- und Reichsbehörden aus dem „Ostprogramm“, ferner auch von der Kaufmannschaft der Stadt Landsberg aufgebracht worden. Nur der unermüdlichen Tatkraft des Landrats Dr. Swart vom Kreise Landsberg, jetzigen Landesdirektors der Provinz Brandenburg, ist es zu danken, daß bei den Nöten unserer Tage dieses Werk in kurzer Zeit vollendet worden ist. Es begann überdies mit einem örtlichen Streit über die Wahl des Übergangplatzes, da eine Brücke bei Vietz gewisse Vorzüge aufwies. Verfasser wurde die Aufgabe übertragen, für beide Brückenbaustellen Vorentwürfe aufzustellen, deren Vergleich zugunsten von Fichtwerder ausfiel, da die Baukosten für Vietz infolge ungünstiger Baugründe um etwa ein Drittel höher waren. Hierauf wurde ihm der Ausführungsentwurf für Fichtwerder einschl. Ausschreibungsunterlagen und Beratung

überbrückt werden (s. Abb. 2 u. 3). Die rechte Pfeilerflucht der Hauptöffnung des Stromes liegt deshalb genau in der rechten Streichlinie, die linke nahe der linken. Auf jeder Seite ergab sich für die Strombrücke je eine Nebenöffnung von 25 m Stützweite, rechts um noch einen hochwasserfreien Landverkehr unter der Brücke durchführen zu können. Die Anordnung einer Hauptöffnung mit Nebenöffnung auf jeder Seite führte zu einem einheitlichen Überbau aus Stahl. Die Flutbrücke hat Eisenbeton-Überbauten erhalten — abwechselnd mit 25 m bzw. 23,80 m Stützweite —, die ohne Schwierigkeit schief sich gestalten ließen. Da in der Nähe des linken Deiches für den Durchfluß des Hochwassers eine Einschränkung durch Dammschüttungen nicht zugelassen werden konnte, ist das Flutprofil überreichlich vorhanden (s. Abb. 2 u. 3). Es konnte zur Verbilligung des Brückenbaues im Knickpunkte zwischen Flut- und Strombrücke deshalb eine kurze Dammschüttung als Insel eingeschaltet werden. Diese Insel ergibt den großen Vorteil, die Verschiedenheit der Strom- und Flutbrücke in Bauart und Richtung scharf zu trennen, eine Verbreiterung der Fahrbahn als Ausweichstrecke für besonders breite Wagen hier anzulegen und für die Entwässerung und Höhenlage der Fahrbahn große Vereinfachung, wie später dargelegt, zu bieten. Auch gestattet diese Insel die Anlage einer Feldwegrampe zu dem Vorland, wodurch dessen Bewirtschaftung für die rechtswohnenden Eigentümer sich verbilligt. Außer diesen sachlichen Gründen dürften der Knick und die Insel im übrigen einen eigenartigen ästhetischen Reiz bieten gegenüber einer nahezu 700 m langen geraden Brücke.

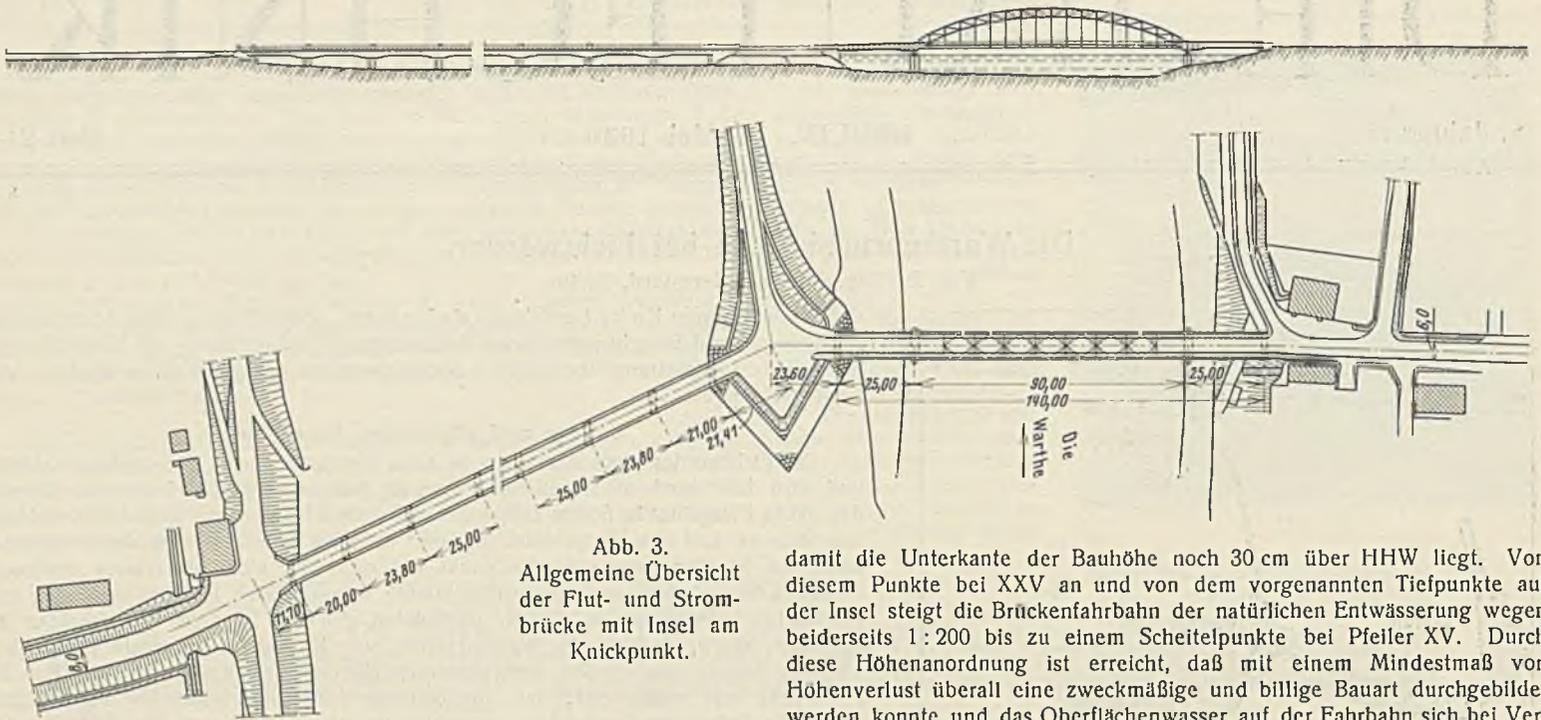


Abb. 3.  
Allgemeine Übersicht  
der Flut- und Strom-  
brücke mit Insel am  
Knickpunkt.

**II. Höhenverhältnisse.**

Durch die oben dargestellte Lage und Anordnung war es möglich, wie im Höhenplan Abb. 2 zu sehen ist, von der vorhandenen Straßenhöhe + 21,54 NN in Fichtwerder das jenseitige linke Ufer der Warthe in der Deichkrone, die auf + 18,16 NN liegt, mit dem geringsten Aufwand an verlorenem Gefälle zu erreichen. Da in der Hauptöffnung aus Schiffahrtgründen die Konstruktionsunterkante 4 m über HHW + 16,23 NN, also auf + 20,23 NN liegen muß, so ist hier in der Mitte der Strombrücke die Fahrbahn auf + 21,70 NN mit Rücksicht auf die erforderliche

damit die Unterkante der Bauhöhe noch 30 cm über HHW liegt. Von diesem Punkte bei XXV an und von dem vorgenannten Tiefpunkte auf der Insel steigt die Brückenfahrbahn der natürlichen Entwässerung wegen beiderseits 1:200 bis zu einem Scheitelpunkte bei Pfeiler XV. Durch diese Höhenanordnung ist erreicht, daß mit einem Mindestmaß von Höhenverlust überall eine zweckmäßige und billige Bauart durchgebildet werden konnte und das Oberflächenwasser auf der Fahrbahn sich bei Verstopfungen von Gullys niemals auf der Brücke anstauen kann, sondern immer selbsttätig nicht im Bauwerk, sondern nur im Erdreich abgeführt wird. Das ist für die dauernde Erhaltung des Bauwerkes von Bedeutung und die kleine Steigung in der Flutbrücke wert. Wichtig ist, daß auf dem gesamten Brückentragwerk sich also kein Tiefpunkt im Gefälle befindet, sondern nur im anschließenden Erdreich.

**III. Fahrbahn.**

Die Fahrbahn ist nach den Dinormen (DIN 1071 Norm V) mit 5,2 m zwischen den Bordschwellen angeordnet und mit zwei Gehwegen von je 1,25 m Breite versehen. Auf der Strombrücke (s. Abb. 5 u. 6) ist die Breite dieser Fußwege etwa die gleiche, und nur dort, wo die Bogengurte der Hauptöffnung etwas in die Fußwege überstehen, ist sie auf 1,145 m lichte Breite eingeschränkt (Abb. 6, 7 u. 8). Da die Hauptträger der Strombrücke außerhalb der Fahrbahn liegen, so ist diese auf der ganzen Breite frei von Überbauten, so daß in fernerer Zukunft eine

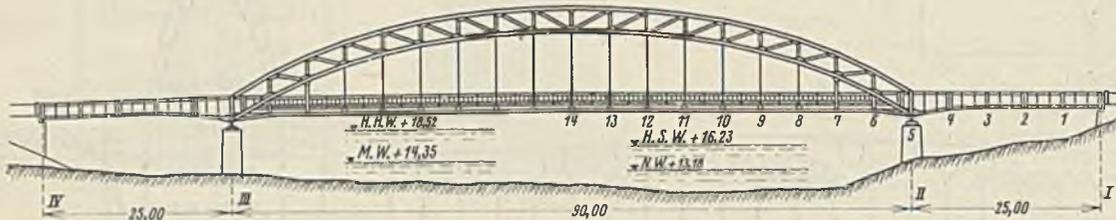


Abb. 4. Stahlüberbau der Strombrücke.

Konstruktionshöhe festgelegt. Von hier fällt die Fahrbahn lediglich der natürlichen Entwässerung wegen 1:200 nach rechts bis an das rechte Brückenende und nach links der Symmetrie wegen bis zum linken Strompfeiler. Von diesem aus fällt sie mit dem zulässigen stärksten Gefälle von 1:40 bis etwa in die Inselmitte, wo ein Tiefpunkt auf + 20,30 NN erreicht wird, von dem aus alles Oberflächenwasser, auch das von der halben Flutbrücke auf einfachste Weise in den Fluß abgeführt werden kann. Die Flutbrücke erforderte eine gewisse Bauhöhe, um sie wirtschaftlich in Eisenbeton zu gestalten. Ganz durch Erhöhung auf der linken Deichkrone war das leider nicht durchzuführen. Die Straßenoberkante fällt von hier bis auf die Höhe der Chaussee nach Kriescht mit 1:50, sie steigt andererseits 1:40 auf die Flutbrücke bis zum vorletzten Pfeiler XXV,

andere Straßeneinteilung nicht ausgeschlossen ist. Auch ist dafür Sorge getragen, daß bei Ausführung von Rohr- und Kabelleitungen Platz unter den Gehwegen vorhanden ist. Die Bepflasterung der Fahrbahn auf der Brücke ist durch Granit-Kleinstein in Zementmörtel hergestellt. Die Gehwege sind mit Eisenbetonplatten abgedeckt. Die Geländer sind über den Öffnungen sämtlicher Überbauten aus Eisen. Nur über Pfeilern und Flügelmauern sind sie massiv als Eisenbetonbrüstungen ausgebildet.

**IV. Überbauten.**

a) Strombrücke (Abb. 4).

Für die Hauptöffnung mit den beiden Seitenöffnungen hat sich ein einheitlicher Überbau in Stahl (St 48) mit zentrischer Lagerung auf den Mittelpfeilern als am vorteilhaftesten ergeben. Die bereits dargestellten Höhenverhältnisse bedingen, daß in der Hauptöffnung das Tragwerk hoch über die Fahrbahn als Fachwerkbogen emporsteigt. Dadurch wird die Schiffahrtöffnung von weit her gekennzeichnet. Das Haupttragwerk bildet eine kontinuierliche, über drei Öffnungen sich erstreckende Bauart, ähnlich der vom Verfasser 1902 erbauten und bewährten und allseitig ästhetisch als besonders wirkungsvoll anerkannten Tresckowbrücke in Berlin-Oberschöneweide. In der Mittelloffnung werden die Bogen durch ein Zugband gehalten, so daß nur senkrechte Lasten auf die Pfeiler abgegeben werden, diese sich daher erheblich vereinfachen und verbilligen. Auf Pfeiler II befinden sich die festen Lager, auf den übrigen die beweglichen. Die Bauart ist als ein Zweigelenkbogen mit Zugband und Kragarmen als dreifach statisch unbestimmtes System anzusprechen. Im übrigen ist die Konstruktion so

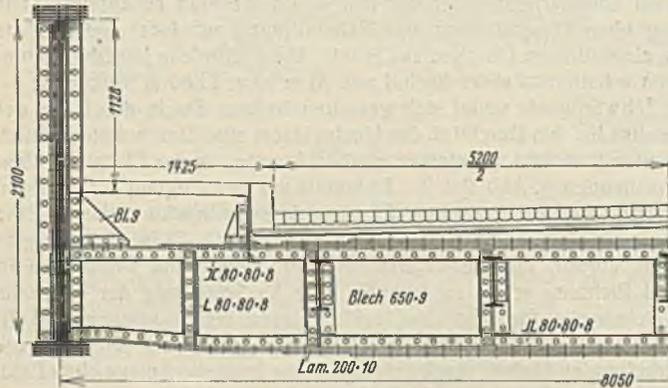


Abb. 5.  
Querschnitt durch die Seitenöffnung  
der Strombrücke.

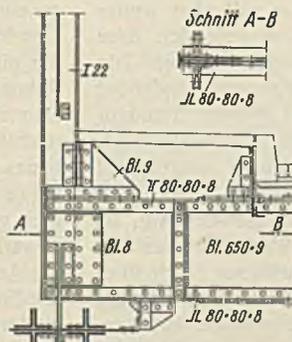


Abb. 6. Querschnitt durch  
die Hauptöffnung der Strom-  
brücke.

berechnet und danach die Aufstellung bewirkt, daß bei Vollendung der Fahrbahn (ausschließlich Kleinsteinpflaster), d. h. für Eigengewicht ohne Verkehrslasten die Endstützdrücke Null wurden. Die Endauflager werden verankert, um die geringen negativen Stützdrücke von höchstens 8,8 t für jedes Auflager bei größten Verkehrslasten lediglich in der Hauptöffnung mit Sicherheit aufzunehmen (s. Abb. 11). Diese Anordnung hat sich bei den verhältnismäßig kleinen Seitenöffnungen als eisensparend erwiesen. Die beiden Hauptträger sind nicht, wie sonst üblich, an die Bordschwelle gerückt, sondern an die Brückenstirn, in die Geländerflucht (s. Abb. 5 u. 6), was, wie Vergleichsberechnungen ergeben haben, bei zweispurigen Brücken wie der vorliegenden äußerst vorteilhaft war, da die geringen Mehrkosten für die Pfeiler die Mehrkosten nicht aufwogen, die der verlorenen Breite für Schrammkante und Hauptträger entsprachen. Der Hauptträgerabstand wird statt 6,7 m hierdurch 8,5 m. Durch diese Anordnung ist eine Ersparnis von 21 000 RM errechnet worden. Es wurde auch dadurch die Schwierigkeit umgangen, daß an den Stellen, wo die Fahrbahn von dem Obergurt durchschnitten wird, die erforderliche Schrammkante von 50 cm erheblich verkleinert wird, wenn dies nicht von vornherein durch eine Vergrößerung des Hauptträgerabstandes und durch erhebliche unnötige Verbreiterung der zulässigen Schrammkante auf den übrigen Teil der Brücke vermieden wird. Es wird also durch die gewählte Anordnung eine beträchtliche Breite, die für den Verkehr totgelegt, bei der Strombrücke gespart.

Die Fahrbahn wird in üblicher Weise durch eiserne Quer- und Längsträger bei einer Feldweite von 5 m durch Belageisen getragen. Auf den Betonausgleich ist eine Tektolithdichtung geklebt, die an den Bordschwellen hochgeführt ist, was aber wichtig ist, da an dieser Stelle leicht Wasser in die Konstruktion dringt. Die Hauptträger (s. Abb. 7 u. 8) sind in der Mittelöffnung als zweiwandiges Fachwerk durchgeführt. Hierdurch wird die Zugänglichkeit und Unterhaltung der Eisenkonstruktion gegenüber einem zweiwandigen Vollwandbogen wesentlich erleichtert, und es kommt noch in Betracht, daß die Breite des Bogens im Obergurt so von 850 auf 560 mm eingeschränkt werden konnte, was einer weiteren Ersparnis an Breite und Baukosten gleichkommt (s. „Bauingenieur“ 1929, Vortrag des Verf. in Wien. Internat. Brückenkongreß).

Die seitliche Aussteifung der Bogen wird durch acht Rahmen, von denen die äußeren als Vollrahmen ausgebildet sind, bewirkt (s. Abb. 7 u. 8); diese übertragen die Seitenkräfte aus den oberen Teilen auf den unteren Windverband (s. Abb. 12). Der obere Windverband ist rautenförmig und in der Mitte der Querrahmen gelagert, so daß er die Zwischenpunkte der

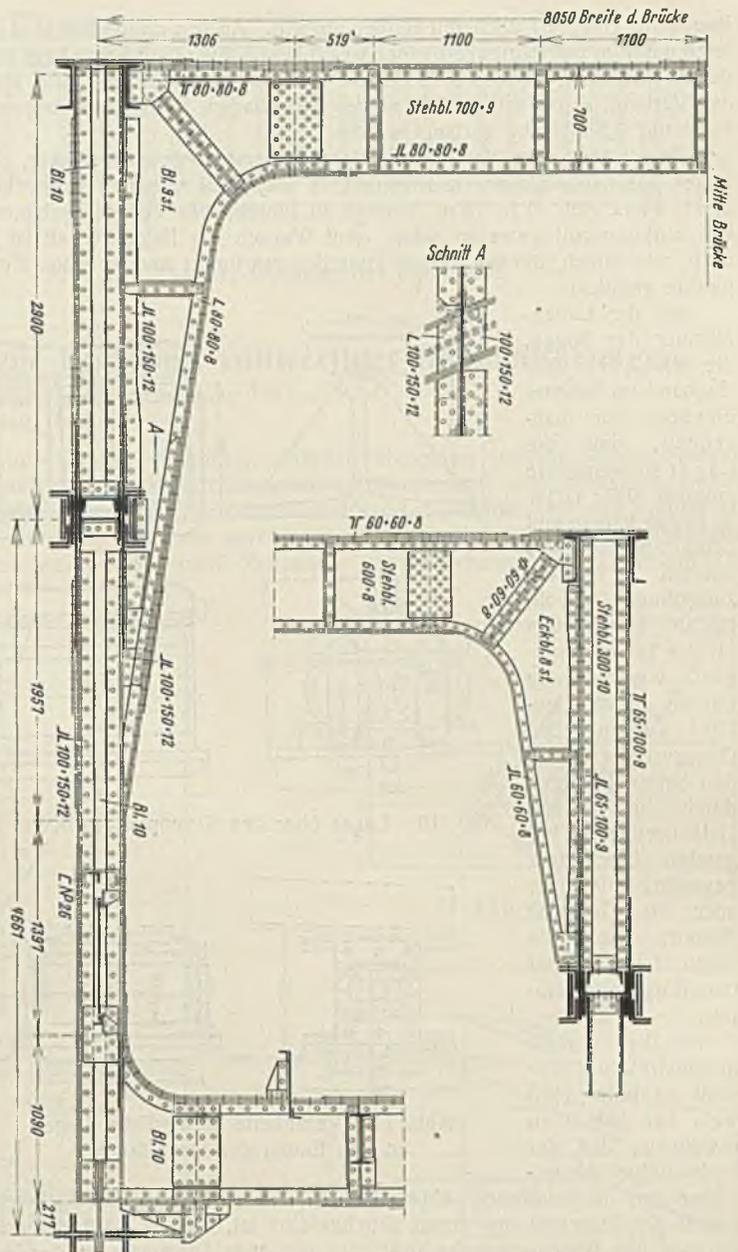


Abb. 7 u. 8. Aussteifung des Haupttragwerkes der Strombrücke durch Endrahmen und Zwischenrahmen.

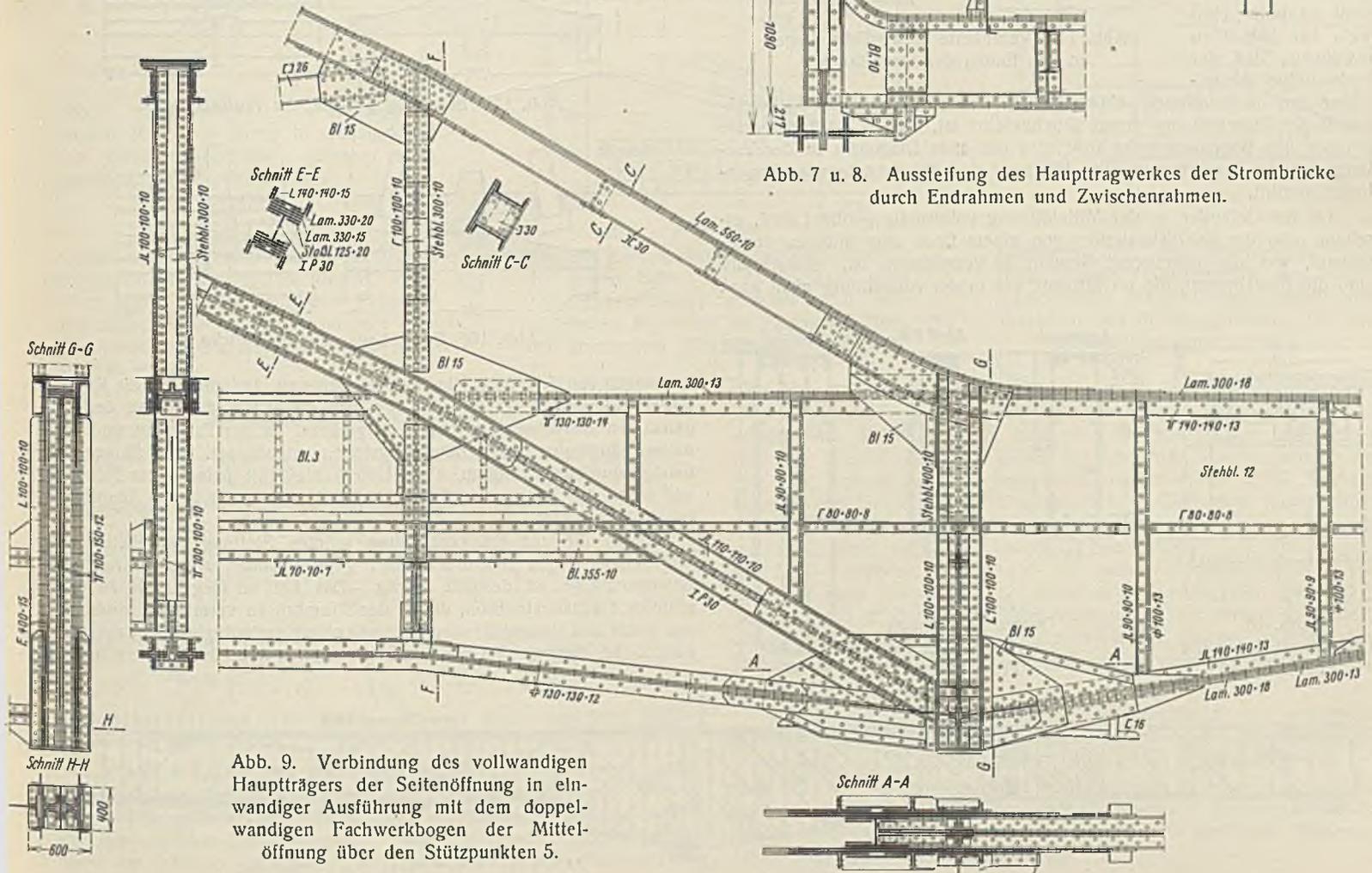


Abb. 9. Verbindung des vollwandigen Hauptträgers der Seitenöffnung in einwandiger Ausführung mit dem doppelwandigen Fachwerkbogen der Mittelöffnung über den Stützpunkten 5.

Bogen im Obergurt noch mit seitlich absteift. An den Endfeldern sind die letzten Seiten des Rautenverbandes weggelassen, die obere Raute liegt über der Bordschwelle noch 5 m hoch, der Verband beeinträchtigt also nicht den Verkehr, selbst mit hochbeladenen Erntewagen, für den normengemäß sonst nur 4,5 m Höhe verlangt werden.

Zu erwähnen ist, daß vom Verfasser zuerst vorgeschlagen war, den Bogen aus neuzeitlichen Gesichtspunkten polygonal zwischen Eckpunkten 8, 11, 14 (s. Abb. 4) in 15 m Abstand zu führen, was ebenso sachgemäß wie wirkungsvoll gewesen wäre. Auf Wunsch der Bauherrschaft ist jedoch, wie üblich, der Bogen kontinuierlich gekrümmt und in jedem Feldpunkte geknickt.

Bei der Linienführung der Bogen, die sich 13,45 m über Zugband im Scheitel erheben, war maßgebend, daß die Lager so wenig wie möglich über HHW zu liegen kamen und dementsprechend die unteren Begrenzungslinien sowohl für die Haupt- wie für die Seitenöffnungen von diesem Punkte aufwärts geführt wurden. Die Obergurtlinie ist in den Seitenöffnungen durch die in den Geländerfluchten liegenden Blechträger gegeben, die hier auch als Geländer dienen; denn sie ragen 1,10 m über dem Bürgersteig empor.

Als Besonderheit in konstruktiver Hinsicht ist unter Hinweis auf Abb. 9 zu erwähnen, daß der vollwandige Hauptträger der Seitenöffnung einwandig in den zweiwandigen Fachwerkbogen der Mittelöffnung derart durchgeführt ist, daß er noch das erste Dreieck des Bogenfachwerks füllt und die erste Diagonale in der Verlängerung des Blechträgers fällt. Hiernach sind die aufsteigenden Bogenlinien geführt.

Da die Geländer in der Mittelöffnung vollwandig gebildet sind, erscheint also der Fahrstreifen von einem Ende zum anderen durchlaufend, was als ästhetischer Gewinn zu verzeichnen ist. Konstruktiv sind die Einzelheiten, die im Entwurf wie in der Ausführung nicht ganz

einfach und bequem waren, in Abb. 9 näher dargestellt. Am Lager laufen mehrere Bleche schräg zusammen und bilden einen Tiefpunkt eines Troges, namentlich für den Untergurt des Bogens, für den eine besondere Entwässerung vorgesehen ist, um das Tagewasser nicht auf Auflager und Pfeiler laufen zu lassen.

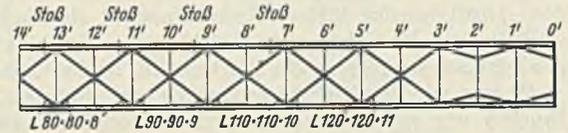


Abb. 12. Unterer Windverband der Strombrücke.

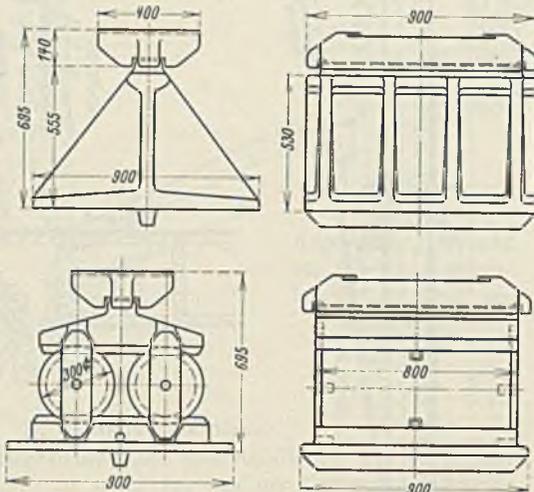


Abb. 10. Lager über den Strompfeilern II und III.

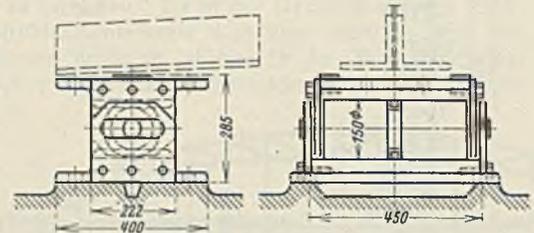


Abb. 11. Verankerte bewegliche Lager an den Enden der Strombrücke.

Die Lager auf den Strompfeilern, von denen das rechte fest und das linke beweglich ist, sind gleich hoch ausgebildet und in Abb. 10 dargestellt, ebenso die Endlager in Abb. 11. Diese sind so ausgebildet, daß die Trägerenden fest verankert sind, sich jedoch in Längsschlitten ausdehnen können.

b) Flutbrücke.

Die Überbauten der Flutbrücke sind, wie in Abb. 13 dargestellt, aus Eisenbeton unter der Fahrbahn gebildet, wodurch sie im Zusammenhang mit den Pfeilern die billigste Bauart ergeben und ihre Unterhaltungskosten sich erfahrungsgemäß günstig stellen. Da für die Flutpfeiler bestimmte Mindestmaße des Eisganges wegen verlangt worden sind, so ist davon ausgegangen, die Spannweite der Überbauten den Pfeilerstärken entsprechend derart zu bemessen, daß nur zwei Stützweiten von 23,80 m und 25 m abwechseln (Abb. 3). Dies hat sich für 19 Öffnungen durchführen lassen, wegen mangelnder Bauhöhe aus obengenannten Gründen jedoch in der Nähe des linken Deiches ist eine Öffnung von 20 m Stützweite und an der Insel von 21 m ausgeführt worden. Das Tragwerk der Überbauten besteht an der ganzen Flutbrücke aus drei als Plattenbalken konstruierten Hauptträgern von je 2,25 m Abstand; die Platten bilden die Fahrbahndecke und tragen nach außen die Bordsteine und ausgekragten Fußwege. Im übrigen sind die durchlaufenden Hauptträger gerberartig aufgelöst. Die Träger der Öffnungen von 23,8 m Weite ragen mit Aus-

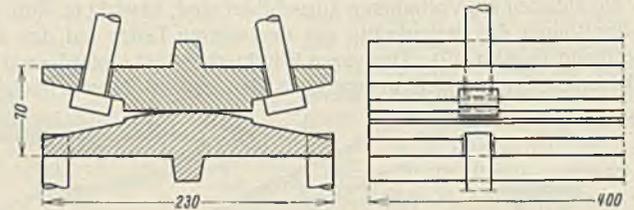


Abb. 15. Bewegliche Lager der Flutbrücke.

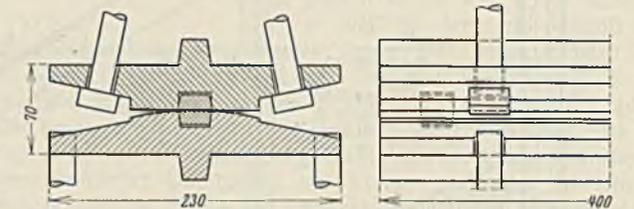


Abb. 16. Feste Lager der Flutbrücke.

kragungen von 5,75 m in die Nachbaröffnungen, zwischen die die Koppeltträger eingehängt sind. Hier ließ sich die Weite dieser mit der vorgenannten abwechselnd auf 25 m vergrößern. In der Fahrbahn sind über diesen Einhängen Bewegungsfugen angeordnet. Die Balkenhöhe beträgt durchweg 1,465 m. Die Unterkante läuft parallel zur Fahrbahn und ist an den Pfeilern auf 2,315 m erhöht, nur in der linken Endöffnung ist sie waagrecht.

Durch die zur Brückenrichtung schräge Stellung der Pfeiler und Stützpunkte liegen die drei Balken gegeneinander versetzt. Auch die Bewegungsfuge ist deshalb schräg. Das hat im Gegensatz zu einer schiefen Eisenkonstruktion, die in der Strombrücke vermieden worden ist, nur in der sich wiederholenden Schalung einige geringfügige Unbequemlichkeiten. Im übrigen sind die drei Plattenbalken über den Pfeilern und an

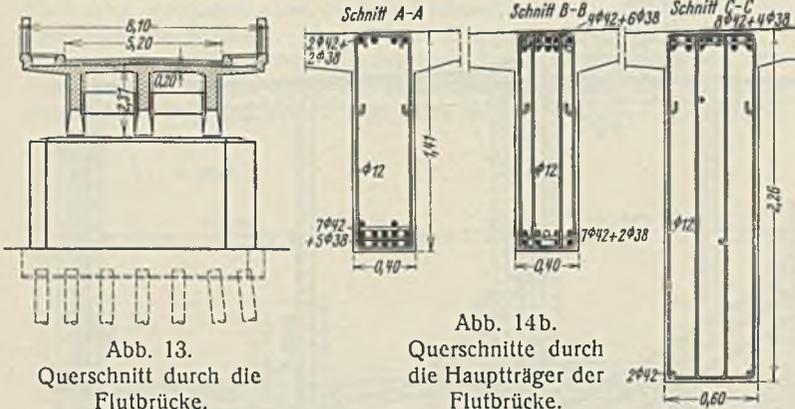


Abb. 14b. Querschnitte durch die Hauptträger der Flutbrücke.

Abb. 13. Querschnitt durch die Flutbrücke.

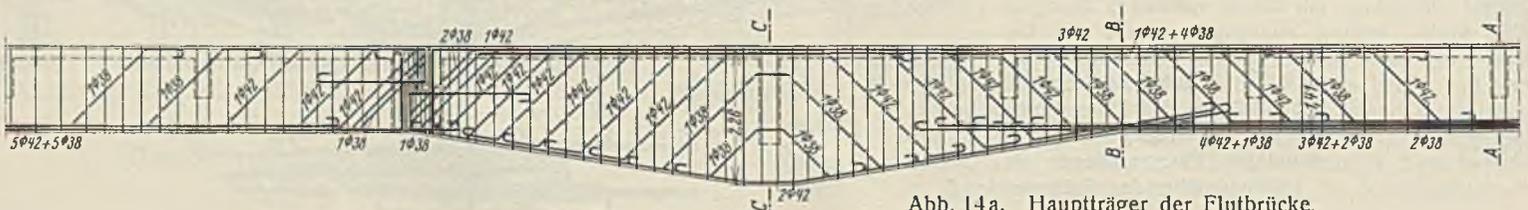


Abb. 14a. Hauptträger der Flutbrücke.

den Gelenken schräg durch Aussteifungen miteinander verbunden. Dazwischen sind in den Öffnungen noch in 3 bis 4 m Abstand rechtwinklige Queraussteifungen angeordnet.

Die Einzelheiten dieser Eisenbetonkonstruktion, besonders die Bewehrung und die Verbreiterung der Stützenquerschnitte sind in allen wesentlichen Punkten in Abb. 14 a u. 14 b in Ansicht und Querschnitt ausführlich dargestellt, wodurch sich weitere Erörterungen erübrigen. Abb. 15 u. 16 zeigen die verschiedenen Lager, Abb. 17 stellt das eiserne Geländer dar. (Schluß folgt.)

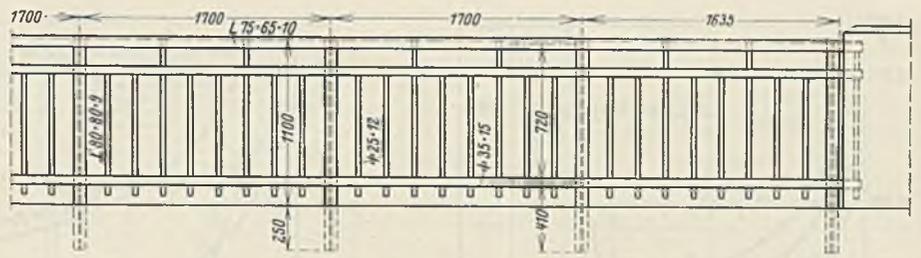


Abb. 17. Eisernes Geländer der Flutbrücke.

## Die Analyse des festen Betonkörpers, ein Weg zur Erzielung vollwertiger Betonmischungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Mag.-Baurat Dr.-Ing. Erich Weise, Stadtentwässerung Berlin.

(Schluß aus Heft 19.)

### 3. Der Grad der Verkittung.

Die Güte des Bindemittelkittes findet nach vorstehendem seinen entscheidenden Ausdruck im Zementwasserfaktor. Der Verkittungsgrad soll nun angeben, wie vollkommen das Steingerüst der Zuschläge durch den Bindemittelkitt zu monolithischer Einheit verbunden wird. Als Maßstab

sein. Die im staatlichen Materialprüfungsamt Dahlem vorgenommenen praktischen Wasserdurchlässigkeitsuntersuchungen solcher Mischungen bestätigen dies. Bei der Zusammensetzung des Betons läßt sich nun selbstverständlich nicht von vornherein sagen, wieviel Luftporen im Einzelfalle der fertige Beton beim Zeitpunkte des Ausschalens aufweisen wird. In

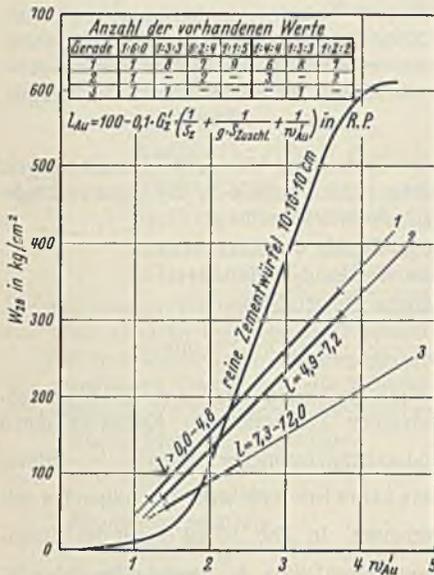


Abb. 9. Druckfestigkeit von Betonprobewürfeln 30 x 30 x 30 cm in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Bereichen des Luftporengehaltes.

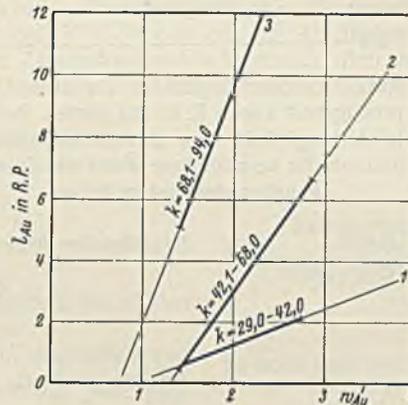


Abb. 10a.

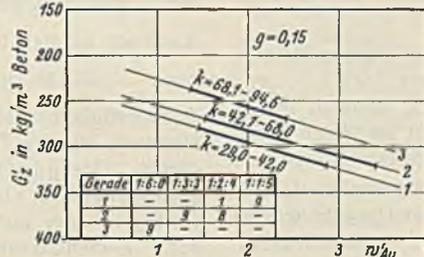


Abb. 10b.

hierfür wird in erster Linie der Luftporengehalt des festen Betons anzusehen sein. Er wird auf den Zeitpunkt des Ausschalens bezogen und mit  $l$  in Raumprozenten des festen Betons bezeichnet. Es ist also:

Abb. 10. Luftporengehalt und Zementgehalt des festen Betons in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Bereichen des Körnungsfaktors, bei konstantem Mischungsfaktor  $g = 0,15$ .

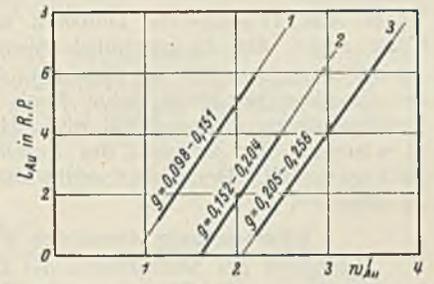


Abb. 11a.

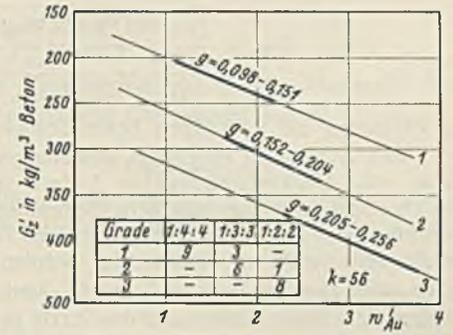


Abb. 11b.

Abb. 11. Luftporengehalt und Zementgehalt des festen Betons in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Bereichen des Mischungs-faktors, bei konstantem Körnungsfaktor  $k = 56$ .

Abb. 10 u. 11 ist daher der Luftporengehalt in Verbindung mit dem Zementwasserfaktor und Zementgehalt je  $m^3$  Beton für verschiedene Abschnitte des Körnungsfaktors bzw. des Mischungs-faktors aufgetragen. Abb. 10 bezieht sich auf einen feststehenden Mischungs-faktor von  $g \approx 0,15$ , Abb. 11 auf einen festen Körnungsfaktor von  $\approx 56$ . Hiernach nehmen die Luftporen mit abnehmendem  $g$ -Wert und zunehmendem Körnungsfaktor zu. Für 300 kg Zement ergeben sich beispielsweise bei dem sehr brauchbaren Körnungsfaktor von rd. 56 etwa 1,5 R.P. Luftporen, und zwar für einen Zementwasserfaktor von etwa 1,9 beim Zeitpunkte des Ausschalens (s. Abb. 11). Bei 250 kg Zement für  $1 m^3$  Beton und unter Verwendung von einem Kiesmaterial schlechterer Körnung  $k = 80$  kann man für den gleichen Zementwasser-faktor  $w'_{Au} = 1,9$  mit einem Luftporengehalt von etwa 9 R.P. rechnen (s. Abb. 10).

Die in Abb. 12 u. 13 enthaltenen Kurvenscharen sind rechnerisch ermittelt. Sie geben die Abhängigkeiten zwischen den Werten des Mischungs-faktors  $g$ , des Zementwasserfaktors  $w'$ , des Zementgehaltes  $G_z$  und des Luftporengehaltes  $l$  an. In Darstellung 13 kann man beispielsweise für einen verlangten Zementgehalt des festen Betons und bei Annahme eines bestimmten Zementwasserfaktors den noch vom Mischungs-faktor abhängigen Luftporengehalt ablesen.

$$l = 100 \cdot \frac{\text{Hohlräume}}{\text{Rauminhalt des festen Betons}} \text{ in R.P. oder}$$

$$l_{Au} = 100 - 0,1 G'_z \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{l \cdot s_T} + \frac{1}{g \cdot s_{Zuschl.}} + \frac{1}{w'_{Au}} \right) \text{ in R.P.}$$

Entsprechend ergibt sich nach Auflösung der Gleichung:

$$G'_{zert} = \frac{100 - l_{Au}}{0,1 \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{l \cdot s_T} + \frac{1}{g \cdot s_{Zuschl.}} + \frac{1}{w'_{Au}} \right)} \text{ kg/m}^3 \text{ oder}$$

$$g_{ert} = \frac{1}{s_{Zuschl.} \left\{ \frac{100 - l_{Au}}{0,1 \cdot G'_z} - \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{l \cdot s_T} + \frac{1}{w'_{Au}} \right) \right\}}$$

Die selbstverständliche Forderung für einen möglichst dichten Betonkörper ist:  $l \rightarrow 0$  R.P.

In Abb. 9 ist nun die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Spannen des Luftporengehaltes aufgetragen. Man erkennt die Festigkeitszunahme mit abnehmendem Luftporengehalt. Nach dem Ergebnis der Auftragung dürfte ein Luftporengehalt möglichst unter 5 R.P. anzustreben

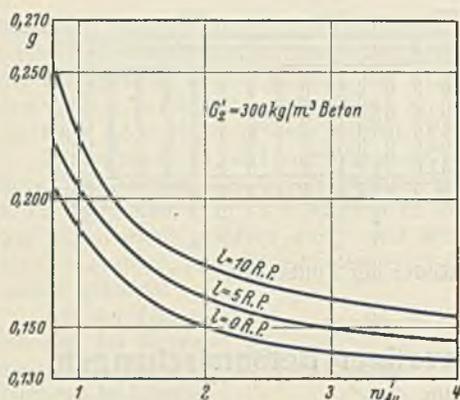


Abb. 12.

Mischungsfaktor für einen Zementgehalt des festen Betons von 300 kg je m<sup>3</sup> Beton, in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt für verschiedene Werte des Luftporengehaltes.

In Abb. 14 sind die Luftporen in der Weise erfaßt, daß die prozentuale Ausfüllung der Hohlräume zwischen den einzelnen Körnern der Zuschläge im festen Beton durch einen Verkittungsfaktor *L* ausgedrückt wird. Hierbei ist wiederum der Zeitpunkt des Ausschalens ins Auge gefaßt. Der Wert *L* ergibt sich hier bei allgemein zu:

$$L = \frac{\text{Kittmasse beim Ausschalen in Litern fester Masse}}{\text{Hohlräume des Stützgerüsts der Zuschläge im festen Beton (bei Fortlassung der Kittmasse) in l}} \cdot 100,$$

also

$$L_{Au} = \frac{1}{\frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'_{Au}}} \cdot 100 \text{ in R.P.}$$

$$L_{Au} = \frac{1}{\frac{1}{G_z} - \frac{1}{g \cdot s_{Zuschl.}}} \cdot 100 \text{ in R.P.}$$

*L* ist hierbei auf 1 m<sup>3</sup> festen Beton bezogen.

Aus Abb. 14 ist ersichtlich, daß eine prozentuale Hohlräumeausfüllung, also ein Verkittungsfaktor *L* von etwa 75 bis 100 R.P. anzustreben ist. Die praktische Bedeutung von *L* wird dadurch beeinträchtigt, daß die Lagerung der einzelnen Zuschlagkörner im festen Beton nicht ohne weiteres vorausgesagt werden kann. Formelmäßig kommt dies darin zum Ausdruck, daß der *G<sub>z</sub>*-Wert in der Gleichung für *L* enthalten ist. Einen Anhalt aus der Praxis geben in dieser Hinsicht wieder Abb. 10 u. 11.

Will man diese Schwierigkeit umgehen, so kommt die Verwendung des in Abb. 15 behandelten Wertes *J<sub>3Au</sub>* in Frage. Dieser ist mit „Dichtigkeitsfaktor“ bezeichnet. Er gibt an, wie weit die Hohlräume eines Zuschlaggemisches bestimmter Einrüttelung durch die beim Ausschalen vorhandene Bindemittelkittmenge ausgefüllt sein würden. Der Dichtigkeitsfaktor errechnet sich wie folgt:

$$\text{allgemein: } J = \frac{\frac{\text{Bindemittelkonstante}}{\frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'}}}{\frac{1}{g} \left( \frac{1}{r_{Zuschl. I}} + \frac{1}{s_{Zuschl.}} \right)}$$

im folgenden:  $J_{3Au} = \frac{\text{Mischungsfaktor (Bindemittelkonstante + Wasserzementfaktor beim Ausschalen)}}{\text{Zuschlagkonstante, bezogen auf dreifache Einrüttelung}}$  oder

$$J_{3Au} = g \cdot \frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'_{Au}}} + \frac{1}{r_{3 \text{ Zuschl. I}} + s_{Zuschl.}}}$$

Aus Abb. 15 und nach Ergebnissen praktischer Wasserdurchlässigkeitsproben ergibt sich, daß ein *J<sub>3Au</sub>*-Wert von wenigstens 0,8, möglichst aber bis 1,30 anzustreben ist. Die Festigkeiten nehmen mit wachsendem Dichtigkeitsfaktor zu.

Der Grad der Verkittung wird nach vorstehendem durch den Luftporengehalt und den Dichtigkeitsfaktor praktisch gut gekennzeichnet. Sein Einfluß auf die Druckfestigkeit nach 28 Tagen wurde nachgewiesen.

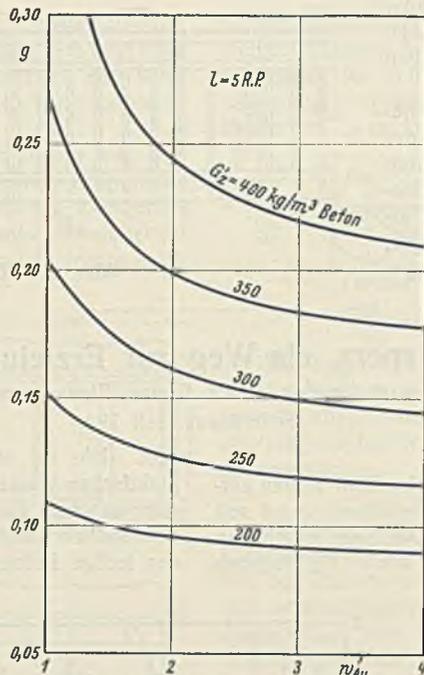


Abb. 13. Mischungsfaktor für einen Luftporengehalt von 5 R.P. des festen Betons, in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt für verschiedene Werte des Zementgehaltes des festen Betons.

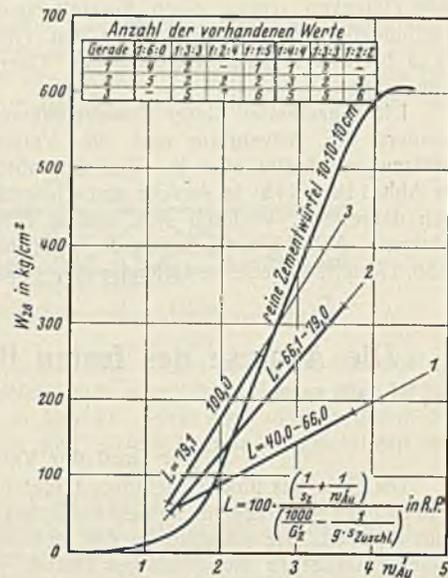


Abb. 14.

Druckfestigkeit von Betonprobewürfeln 30 × 30 × 30 cm, in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Bereichen des Verkittungsfaktors.

Von Bedeutung für den Verkittungsgrad dürfte jedoch außerdem die mittlere Bindemittelkittstärke sein.

Bei der Ableitung einer Kennzahl für die Kittstärke

$$K = \frac{\text{feste Masse des Bindemittelkittes}}{\text{Oberfläche der Zuschläge}} = \frac{g}{o} \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'} \right) \text{ in } 1/m^2 = mm$$

zeigt sich, daß für Mischungen ohne Traßzusatz, bei einer *w'*-Abszissenachse und bei Verwendung derselben Zementart die Kittstärke durch den folgenden Ausdruck genügend gekennzeichnet wird:  $K_1 = \frac{g}{o}$ . Dieser Ausdruck ist der bekannte Zementfaktor. Er wird im folgenden mit  $z = \frac{g}{o} \cdot 1000$  in kg/1000 m<sup>2</sup> bezeichnet. In Abb. 16 ist er mit der Würfel-druckfestigkeit und dem Zementwasserfaktor in Beziehung gebracht. Hiernach ist die Festigkeitszunahme bei steigendem Zementfaktor begrenzt. Die günstigsten Festigkeits- und Dichtigkeitsverhältnisse ergaben sich bei einem Zementfaktor  $z =$  etwa 30 bis 60. Geringere oder auch höhere *z*-Werte wiesen geringere Druckfestigkeiten auf. Zementfaktoren von etwa 15 bis 30 lieferten noch schlechtere Festigkeiten als solche von etwa 60 bis 90. Im ersten Falle ist die Kittmasse im Verhältnis zu der zu verkittenden Oberfläche zu gering. Im anderen Falle macht sich der ungünstige Dichtigkeitsfaktor ausschlaggebend bemerkbar.

#### 4. Zusammenfassung.

Als Ergebnis vorstehender Untersuchungen sind an die Güte des Bindemittelkittes in erster Linie die folgenden Forderungen zu stellen: Soweit es die verlangte Verarbeitbarkeit zuläßt, ist an Wasserzusatz nach Möglichkeit zu sparen. Entscheidend für die Eigenschaften des fertigen Betons ist der Wassergehalt, der zweckmäßig auf den Zeitpunkt des Ausschalens bezogen wird und seinen Ausdruck im Zementwasserfaktor findet. Sein günstigster Wert ist — was Festigkeit und Dichtigkeit anbelangt — für reinen Zement  $w'_{Au} =$  etwa 4,0. Bei der Betonherstellung ist die Haftwassermenge der Zuschläge von Bedeutung. Ein vorstehend entwickelter Haftwasserfaktor *h<sub>Au</sub>* wurde für die günstigsten Verhältnisse ≈ 100 G.P. festgestellt. Von einer bestimmten Grenze an ist bei Verwendung von Gußbeton ein Mehr an Wasserzusatz von nur noch geringer Bedeutung, da schließlich ein für bestimmte Mischungen feststehender Mindestwert des Zementwasserfaktors beim Ausschalen erreicht wird. Hierüber wird noch an anderer Stelle berichtet werden. Von besonderer Bedeutung ist allerdings bei sehr flüssiger Konsistenz die sorgfältige Art des Einbringens, um Entmischungen, Ausspülung von Bindemittelbestandteilen und eine unerwünschte Zunahme des Luftporengehaltes (Großwasserporen) zu vermeiden. Für die Anmachkonsistenz (Fließfähigkeit) und den Luftporengehalt ist außerdem der später zu behandelnde Feinmehlanteil (< 0,2 mm Durchm.) von großem Einfluß.

Hinsichtlich des Verkittungsgrades sind nach vorstehendem die folgenden Bedingungen zu stellen:



Ist demnach der Zuschlagstoff (2) um mehr als  $\approx 70\%$  teurer als der der Mischung (1), so ist unbeschadet der Zementersparnis bei Mischung (2) die unter (1) entwickelte Zusammensetzung die wirtschaftlichere.

Von Interesse dürfte noch die Anwendung der Untersuchungsergebnisse auf Beton mit Traßzusatz sein, wobei entsprechende Probewürfel-Versuchsreihen allerdings nicht vorliegen.

Für die beiden vorstehend beschriebenen Zuschlagstoffe, bei einem Traßfaktor  $t = 2,35$ , einem Traßpreise  $m_T = 0,04$  RM/kg und den Zementwasserfaktoren

(1)  $w'_{Au} = 1,5$  (2)  $w'_{Au} = 1,3$

ergibt sich, wobei die Forderung  $z_{min} = 30$  kg/1000 m<sup>3</sup> durch die sinngemäß aufgestellte  $min K_{Au} = 0,03$  mm ersetzt werden soll, und wobei  $min J_{3Au}$  aus Sicherheitsgründen auf 1,00 erhöht wird, da Traß kein selbständiges Bindemittel darstellt:

(1)  $G'_z = 295$  kg/m<sup>3</sup> (2)  $G'_z = 211$  kg/m<sup>3</sup>

und

(1)  $M = 26,80$  RM/m<sup>3</sup> Beton (2)  $M = 28,90$  RM/m<sup>3</sup> Beton.

An sich ist bei Ersatz eines Teiles des Zementes durch den billigeren Traß zunächst eine Kostenersparnis an Bindemitteln zu erwarten, die sich für ein Beispiel wie folgt ergibt:

Es wird von  $G'_z = 300$  kg ausgegangen. Die gleiche feste Masse liefert bei  $t = 2,35$

$G'_z = 191$  kg

und

$G'_T = 81$  „

zusammen:  $\frac{272}{272}$  kg.

Kostenersparnis rd. 2,50 RM/m<sup>3</sup> fester Beton.

In dem oben durchgeführten Beispiel für die Entwicklung „vollwertiger“ Mischungen verteuert jedoch der Traßzusatz. Schon der Umstand wirkt in verteuernem Sinne, wenn der Wassergehalt des festen Betons bei Verwendung von Traß geringer ist als bei traßfreiem Beton, so daß bei konstantem Luftporenanteil der ausfallende Wasseranteil durch Zement, Traß und Kies ersetzt werden muß.

Die Festigkeit des Traßbetons bleibt erfahrungsgemäß zunächst etwas zurück, um später die des traßfreien Betons zum mindesten einzuholen. Ausschlag geben kann in dem durchgeführten Beispiel die bekannte Tatsache, daß der Traß durch die Bindung des überschüssigen Kalkes im Zement noch eine besondere Art der inneren Verdichtung des Betongefüges hervorruft. Von den entwickelten vier „vollwertigen“ Beton-

mischungen dürfte also dem Material (1) mit Traßzusatz und einem Mischungsfaktor  $g = 0,184$  der Vorzug zu geben sein. Hieran würde sich in der Praxis noch die Überprüfung schließen müssen, ob die mit dieser Mischung zu erzielenden Druckfestigkeiten  $W_{e_{28}}$  und  $W_{B_{28}}$  den amtlichen Vorschriften entsprechen, wobei die Art der in Frage kommenden Bauwerkteile und die jeweiligen in der statischen Berechnung enthaltenen Betonspannungen von Bedeutung sind.

6. Schlußbemerkung.

Wenn nun bereits oben darauf hingewiesen wurde, daß die Vorausbestimmung des Luftporengehaltes ( $l'_{Au}$ ) und des Zementwasserfaktors beim Ausschalen ( $w'_{Au}$ ), sowie damit des Zementgehaltes ( $G'_z$ ) ohne Ergebnisse weiterer systematischer Probewürfelreihen nur schwer möglich ist, so können diese Werte doch zunächst durch im Einzelfalle hergestellte Probewürfel verhältnismäßig schnell, nämlich spätestens bis zum Zeitpunkt des Ausschalens, also 48 Stunden nach der Herstellung auf Grund des Betongewichtes ( $r'_{BAu}$ ) errechnet werden. Wo auf der Baustelle durch fortlaufende Überprüfung die Eigenschaften eines in obigem Sinne „vollwertigen“ Betons gesichert sind, sollte nach diesseitiger Auffassung an der amtlichen Forderung des Mindestzementgehaltes für Eisenbeton von  $G'_z = 300$  kg<sup>3)</sup> nicht unbedingt festgehalten werden. Insonderheit trifft dies bei Verwendung von Traßzusatz zu. Auch läßt sich bei Erfüllung der aufgestellten, auf genügende Festigkeit und Dichtigkeit abzielenden Bedingungen die von Fachleuten bereits häufiger erhobene Forderung (s. z. B. das in Fußnote <sup>2)</sup> genannte Werk, S. 48) mit bestem Gewissen vertreten, die zu verlangenden Beton-Eigenschaften aus wirtschaftlichen Gründen erst auf den Zeitpunkt der Inbetriebnahme des Bauwerks zu beziehen. Das Hauptziel einer modernen Baustellen-Einrichtung und der Betriebskontrolle ist jedenfalls das, Unterschiedlichkeiten in der Zusammensetzung des Bauwerkbetons, also Abweichungen von den einmal gewählten und die gewollten Beton-Eigenschaften kennzeichnenden Größen, soweit nur irgend möglich, zu vermeiden.

Nach den vorstehenden Richtlinien wird zur Zeit die Baukontrolle der im Bau befindlichen neuen Berliner Groß-Kläranlage in Stahnsdorf durchgeführt, wo rd. 60 000 m<sup>3</sup> Beton vorwiegend im Gußverfahren herzustellen sind.

<sup>3)</sup> Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, § 6, Absatz 2.

Alle Rechte vorbehalten.

Regelung der Wasserstände der großen Seen Nordamerikas.

Von Oberregierungsbaurat Bökemann, Berlin.

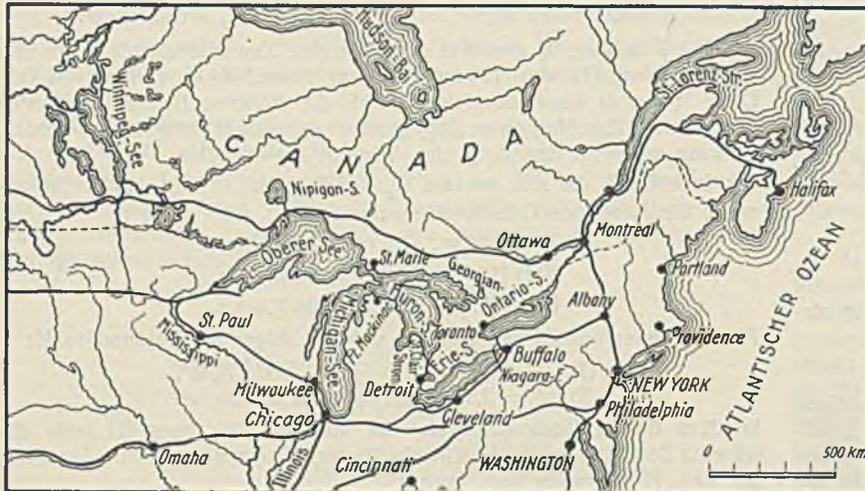


Abb. 1. Die Senkung des Wasserspiegels der großen amerikanischen Seen in den letzten Jahrzehnten veranlaßte eine Untersuchung der Ursachen und der Abhilfemaßnahmen.

A. Die Aufgabe.

Bis zum Jahre 1924 war der Wasserspiegel der großen amerikanischen Seen um über 1 m seit der Zeit vor etwa 40 Jahren gesunken. Dadurch ergaben sich Schwierigkeiten besonders für die Schifffahrt auf den Seen, so daß nach den Ursachen der Erscheinung geforscht wurde. Es wurde angenommen, daß der Spülkanal für die Abwässer der Stadt Chicago die Wassersenkung veranlasse. Das Spülwasser wird aus den Seen entnommen und durch die Abführung zum Illinois und durch diesen zum Mississippi den Seen entzogen. Die Menge dieser Entnahme genügt aber nicht, um die beobachtete Wasserabsenkung zu erklären. Daher wurde von den Gesundheits- und Ingenieurbehörden Chicagos beschlossen, eine eingehende Untersuchung über die gesamten Einflüsse durchzuführen.

Zehn Kommissionen mit 28 Ingenieuren für die verschiedenen zu bearbeitenden Fragen wurden unter einer einheitlichen Leitung im Oktober 1924 gebildet. Die Kommissionen untersuchten zunächst die örtlichen Verhältnisse und verschafften sich die einschlägige Literatur über die zu behandelnden Fragen. Am 22. Dezember 1924 erschien ein Vorbericht und am 23. Januar 1925 der endgültige Bericht. Das Ergebnis der Untersuchungen hat der Vorsitzende, Zivilingenieur Freeman, in einem Werke <sup>1)</sup> mit zahlreichen Diagrammen und Plänen veröffentlicht, das durch seine vielseitigen Gesichtspunkte und zum Teil überraschenden Ergebnisse von besonderem Wert auch für europäische Verhältnisse ist und deshalb auszugsweise besprochen werden soll.

Die zehn Aufgaben, die von den Kommissionen zu lösen waren, bestanden in folgenden:

1. Feststellung des Maßes der Beteiligung des Spülkanals an der Wasserabsenkung der großen Seen.
2. Ausführliche Vorschläge, um die durch den Spülkanal hervorgerufene Absenkung zu beseitigen.
3. Ermittlung der Gründe für die tiefere Absenkung der großen Seen über die durch den Spülkanal hinaus veranlaßte.
4. Angabe des Umfangs, in dem diese größere Absenkung eingeschränkt oder beseitigt werden könnte.
5. Die verschiedenen einzelnen Ursachen der Absenkung sind nach ihrer Wirkung festzustellen und zahlenmäßig anzugeben, in welchem Umfange Erhebungen und Senkungen in Zukunft eintreten können.
6. Die zweckmäßigsten Wasserstände eines jeden Sees waren anzugeben, um sowohl die Wassertiefe für die Schifffahrt zu vergrößern, wie um durch Aufspeicherung des Wassers in regenreichen Jahren einen Zuschuß für regenarme Jahre zu gewinnen und schließlich um die größte Entwicklung der Wasserkräfte am St.-Lawrence-Strom und dem Niagara zu erreichen.

<sup>1)</sup> John R. Freeman, Civil Engineer, Regulation of Elevation and Discharge of the great Lakes.

7. Vorschläge für Bauwerke, um die Wasserspiegel in den Seen Erie, Michigan und Huron anspannen und dauernd regeln zu können in den Grenzen, die die Aufgaben der Schifffahrt zulassen.
8. Das Ausmaß, in dem durch die Bauwerke Anspannen und Ausfluß der Seen geregelt werden kann, begrenzt durch die zur Verbesserung der Schifffahrt gerade ausreichende Wasseranspannung und durch das zum Vermeiden von Wasserschäden noch zulässige Hochwasser. Die natürlichen Erscheinungen und Veränderungen der Regenmenge, der Verdunstung, des Wasserabflusses, der Eishindernisse, der Bodenbewegungen, der Winde usw. sind zu berücksichtigen.
9. Ermittlung der Kosten für die Bauwerke.
10. Untersuchung einiger im Zusammenhang stehender Fragen, z. B.
  - a) Verhältnisse an den Niagara-Wasserfällen,
  - b) Schwankungen der jährlichen Regenmengen,
  - c) Einfluß der Eisstauung auf die Verhinderung des Abflusses,
  - d) das Maß der Verdunstung an den Oberflächen jedes der großen Seen,
  - e) Prüfung der Messungen der Wasserhebungen und -senkungen in den Seen in bezug auf die Genauigkeit der Messungen,
  - f) Messungsangaben über den Einfluß von Bodenschwankungen,
  - g) Einfluß der Bodenschwankungen auf die spätere Hafen- und Schleusentiefe an den Stromschnellen von St. Marie.

Die Unterlagen über die Wasserstände und Abflußverhältnisse sind aus allen zugänglichen Quellen gesammelt und in dem Bericht in kurzer Form wiedergegeben. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Abflußmenge des Niagarastromes gewidmet, die monatlich für die vergangenen 65 Jahre dargestellt wurde, als einzig sichere Grundlage für die Schätzungen der Abflußmengen, die für die Entwicklung sowohl der Schifffahrt wie der Kraftanlagen erforderlich sind.

Die Genauigkeit von Schätzungen der Abflußmenge aus den verschiedenen Seen wurde genau geprüft. Es wurde festgestellt, daß die Messungen des Abflusses für den Erie-See durch den Niagara, die unter Aufsicht der amerikanischen Heeresingenieure durchgeführt worden sind, zweifellos sehr sorgfältig sind. Die Beziehungen zwischen den Abflußmengen und den stündlichen und monatlichen Beobachtungen des Seespiegels wurden geprüft. Es fand sich nur eine Fehlerquelle in der Ungewißheit der Abflußverzögerung durch Eisbildung, besonders im St.-Claire-Strom. Für die Verbesserung der Schifffahrt ist diese Frage von geringer Bedeutung, um so größer für die Regelung der Entnahme für Kraftanlagen. Die Messungen der Abflußmenge des Erie-Sees zusammen mit ähnlichen Beobachtungen an dem Abfluß der anderen großen Seen liefern eine sehr vollständige und ausreichende Grundlage zur Schätzung der Wirkung der vorgeschlagenen Bauten sowohl nach der Stauhöhe wie nach der Abflußmenge. Ebenso läßt sich aus diesen Abflußbeobachtungen in Verbindung mit der Wasserspiegelhöhe der Seen eine ausreichende Grundlage für Angaben gewinnen, um wieviel die Wasserspiegel eines jeden Sees abgesenkt werden würden durch Annahme irgendeiner festgesetzten Wassermenge an einem der Abflußkanäle.

Die Ursache der heutigen Veränderungen und besonders der Absenkungen der Seewasserspiegel wurden sorgfältig untersucht. Acht Ursachen, die auf die Seehöhe Einfluß haben, wurden festgestellt. Einige von ihnen können unter Umständen eine plötzliche Senkung hervorrufen, die über seichte Stellen der Schifffahrtstraßen oder Häfen fahrenden Schiffen gefährlich werden können.

Die den Seewasserspiegel beeinflussenden acht Ursachen sind folgende:

A. Natürliche Einflüsse: 1. Regen; 2. Verdunstung; 3. Gezeiten, Winde, Wasserhosen; 4. Eisbildung.

B. Künstliche Veränderungen: 5. Baggern, Vertiefen der Abflußströme; 6. Wasserentnahme durch Kanäle; 7. Stauwerke, wie bei dem Superior-See; 8. Dammbauten, wie beim See Ontario.

Besonders große Wasserstandswechsel verursachen die Winde und Windhosen. So wird berichtet, daß das Wasser am östlichen Ende des Erie-Sees für eine kurze Zeit, etwa eine Stunde lang, über 12' (3,6 m) höher gestanden hätte als am westlichen Ende. Eine außerordentliche Wasserhose wurde im Mai 1925 am Huron-See beobachtet, wobei das Wasser in kurzer Zeit um eine Spanne von 9' (2,70 m) stieg und fiel.

## B. Die Ergebnisse.

### Die Wasserstände.

Die Aufgabe der Regelung der Seewasserstände und -abflüsse hat sich seit der Zeit um 1910, als die Regelung des Erie-Sees durch die internationale Wasserstraßenkommission behandelt wurde, und noch mehr seit dem 1900 erschienenen Bericht der U.S.-Ingenieurbehörde über tiefe Wasserstraßen gewandelt. Die wunderbar schnelle Entwicklung der wasserelektrischen Kraftwerke seit jener Zeit und die Möglichkeit, noch weit größere Wasserkraftanlagen innerhalb der nächsten 25 Jahre am St.-Lawrence-Strom und am Niagara auszubauen, eröffnen ganz neue Aufgaben, die den Verfassern der früheren Berichte noch unbekannt waren. Bei diesen früheren Arbeiten stand die Regelung der Seewasserhöhe zum Wohle der Schifffahrt im Mittelpunkt. Unter den neuen Gesichtspunkten ist die Regelung des Wasserabflusses eines jeden Sees zur Erzeugung einer möglichst großen und gleichmäßigen Wasserkraft von ebenso großer Bedeutung. Der sog. Warrenbericht über dieselben Fragen, der unter Leitung der U.S.-Heeresingenieure im Jahre 1921 aufgestellt und veröffentlicht wurde und den Bau von Wehren am Ausfluß des Erie-Sees empfahl, enthielt höchst schätzbare Angaben und gab in mancher Hinsicht für den neuen Bericht eine geeignete Grundlage.

Für den Superior- und den Ontario-See wurden keine Vorschläge nötig, weil der erstere bereits mit Wehranlagen versehen ist, die den

Abfluß und den Wasserspiegel regeln, während für den Ontario-See eine besondere internationale (U.S.-Kanada) Kommission bereits Vorschläge von Wehranlagen am St.-Lawrence-Strom ausarbeitet, durch die sowohl die Wasserkraftausnutzung wie die Schifffahrt gefördert werden sollen.

Der Einfluß der Absenkung durch den Chicagoer Spülkanal beträgt nach sorgfältigen Ermittlungen nicht mehr als 5" = 12,5 cm. Die beobachtete mehr als das Sechsfache betragende Absenkung während der letzten Jahre ist also natürlichen Ursachen, insbesondere klimatischen Verhältnissen zuzuschreiben. Mit anderen Worten: Wesentlich die Änderung an Regenmenge und Verdunstung hat die Absenkung der Seen verursacht. Es wurde festgestellt, daß in den letzten Jahren ungewöhnlich wenig Regen gefallen und wahrscheinlich gleichzeitig eine besonders starke Verdunstung stattgefunden hat. Nach der Prüfung der Schwankungen der Seewasserstände in den vergangenen 100 Jahren und besonders während der letzten 65 Jahre ist jetzt wohl bald die tiefste Lage erreicht, die innerhalb des Ablaufes der historischen Beobachtungen eintritt. Denn während der letzten 100 Jahre haben die großen Seen nahezu denselben Tiefstand wiederholt gehabt, beispielsweise 1895 und 1911.

Nach dem Verhalten der Wasserspiegel in den letzten 65 Jahren, in denen Reihen von 3 bis 7 Jahren mit niedrigen Seewasserspiegeln durch solche mit höheren Wasserspiegeln abgelöst werden, ist also zu erwarten, daß die Seen bald aus natürlichen Ursachen, vor allem durch stärkere Regenfälle wieder ansteigen.

Die sorgfältige Untersuchung der Regenmengen an mehr als 50 Beobachtungsstellen im Seengebiet, von denen einige seit mehr als 60 Jahren bestehen, zeigt, daß die durchschnittliche Regenmenge in Reihen von fünf Jahren unregelmäßig abgenommen hat. Der Durchschnittssatz der Abnahme in 50 Jahren beträgt 10%. Man kann nicht annehmen, daß diese Abnahme eine dauernde ist.

Falls die Entnahme für den Chicagoer Spülkanal mit seinem heutigen Bedarf von etwa 9 cbft/sek, also etwa 250 l/sek fortgesetzt wird, ist nach den durchgeführten Untersuchungen zu erwarten, daß die Seewasserspiegel bis auf etwa 6" = 15 cm ihre frühere Höhe erreichen, soweit nicht dauernde Senkungen für den betreffenden See durch Bodenschwankungen, durch Baggern und durch Erweiterung des betreffenden Abflußkanals verursacht wird.

Wird die Entnahme für den Chicagoer Spülkanal auf etwa 4,2 cbft = 112 l/sek eingeschränkt, so wird der Wasserspiegel nur 2,5" = 6,3 cm unter dem Wasserspiegel ohne jede Entnahme gesenkt.

Empfehlenswert wäre, die Wasserspiegel in allen großen Seen 2 bis 2,5' (60 bis 75 cm) über NW der vergangenen Jahre zu halten. Dazu würden einfache und billige Bauwerke an den Ausflüssen der Seen ausreichen. Die Bauwerke ließen sich innerhalb fünf Jahren mit gegenüber dem Gewinn aus erhöhten Frachten geringen Kosten errichten.

Am Niagara würden 8 Mill. \$, am St.-Claire-Strom 25 Mill. \$ an Baukosten erforderlich werden. Demgegenüber beträgt der Verlust an Frachten auf den Seen infolge mangelnder Tiefe über 1/2 Mill. \$ je Jahr und je Zoll mangelnder Wassertiefe. Die von den Seeverfrachtern ermittelten Zahlen geben für 1' mehr oder minder Wassertiefe einen Gewinn oder Verlust an Frachtkosten von 6 Mill. \$ im Jahr; durch die vorgeschlagenen Bauwerke lassen sich dauernd um 2' größere Wassertiefe, also 3 bis 4' über dem heutigen niedrigen Wasserstand erzielen.

Die Wassertiefe für die Schifffahrt läßt sich durch folgende verschiedene Maßnahmen vermehren:

1. durch Erhöhung des Seewasserspiegels um 2 bis 3' über den Niedrigwasserspiegel der letzten Jahre,
2. durch Vertiefen der Wasserstraßen und Häfen, um Schiffe mit größerem Tiefgang zuzulassen,
3. durch Verbindung der in Ziffer 1 und 2 angegebenen Maßnahmen,

Die vorgeschlagenen Bauten sind so gewählt, daß sie den höchsten Anforderungen gewachsen sind, da es sich zeigte, daß die Baukosten für eine solche Erhöhung des Staues nur einen Bruchteil der Gesamtkosten ausmachen. Die höchsten möglichen Wasserstände werden aber im Laufe von 10 Jahren, vielleicht sogar von 25 Jahren nicht erreicht werden; sie werden erst erforderlich, wenn die Entwicklung der Wasserkraftanlagen am Niagara und am St.-Lawrence-Strom in späteren Jahren größere Wassermengen fordern. Bis dahin soll der Wasserspiegel nicht unter ein bestimmtes Mindestmaß gehalten werden können. Etwas besonders große Regenmengen sollen, um die Überflutung der Ufer zu verhindern, an den Wehren abgelassen werden und nicht zum Aufstau für spätere Jahre mit schwachen Regenfällen verwendet werden. Bevor das Wasser für die Wasserkraftzeugung am St.-Lawrence-Strom aufgespart werden muß, werden wahrscheinlich die engen Ausflußkanäle, die den schnellen Abfluß des Hochwassers aus dem Huron- und Erie-See hindern, verbreitert und vertieft werden, um die Schifffahrt mit größerem Tiefgang zu ermöglichen. Die schnellere Entlastung bei Hochwasser wird aber auch gestattet, im allgemeinen den Wasserspiegel der Seen höher als zulässig aufzustauen.

Die Möglichkeit, durch Baggern der Schifffahrtstraßen und Häfen einen größeren Tiefgang für die Schifffahrt zu schaffen, kann bis zu einem Zeitpunkte zurückgestellt werden, in dem eine weitere Aufstauung der Seespiegel nicht mehr zulässig wird, was späteren Zeiten zu entscheiden überlassen werden muß.

Es ist anzunehmen, daß die Schifffahrtstraße von dem äußersten westlichen Ende des Superior-Sees bis zum Atlantischen Ozean in absehbarer Zeit vertieft werden muß, so daß ein Tiefgang der Schiffe von 25' = 7,5 m und mehr zugelassen werden kann. In dem Bericht wird aber nur mit den gegenwärtigen größten Schiffen auf den großen Seen gerechnet. Diese Schiffe für Erzfracht haben 500 bis 600' (150 bis 180 m) Länge und erhalten zur Erreichung einer genügenden Steifigkeit bei dieser



die Vermeidung von Störungen des Verkehrs und auf Beschleunigung der Ausführung. Voraussichtlich werden die Niagarawerke zuerst gebaut werden, weil sie einfacher und billiger sind und weil sie auch dazu dienen sollen, den fortschreitenden Abbruch der Niagarafälle aufzuhalten. Die Regelung des Erie-Sees ist bereits längere Zeit bearbeitet und schon in früheren Berichten empfohlen worden. Dabei waren Stauwerke in der Nähe des Hauptes des Niagara-Stromes vorgesehen. Die hier vorgeschlagene Lage, etwa 20 miles = 32 km stromaufwärts, wird allerdings einige Veränderungen am Beginn des Erie-Kanals haben, ehe die Wehre zur vollen Höhe geschlossen werden dürfen. Ein Deich und eine Uferstraße sind hier als zur Ausführung gehörig empfohlen, in der Kostenschätzung von 8 Mill. \$ aber nicht enthalten. Schon durch den Stau des Erie-Sees im Niagara-Strom wird eine wesentliche Verbesserung der Tiefe für die Schifffahrt im Detroit- und St.-Claire-Strom eintreten. Es lassen sich auch die Stauwerke im St.-Claire-Strom gleichzeitig mit denen im Niagara ausführen und der ganze Entwurf in 3 bis 5 Jahren je nach der Verteilung der Mittel fertigstellen. Die vorgelegten Pläne sind so vollständig ausgearbeitet, daß die Unternehmer ihr Angebot auf Grund von Einheitspreisen nach nur wenigen weiteren Untersuchungen und Bohrungen abgeben könnten. (Schluß folgt.)

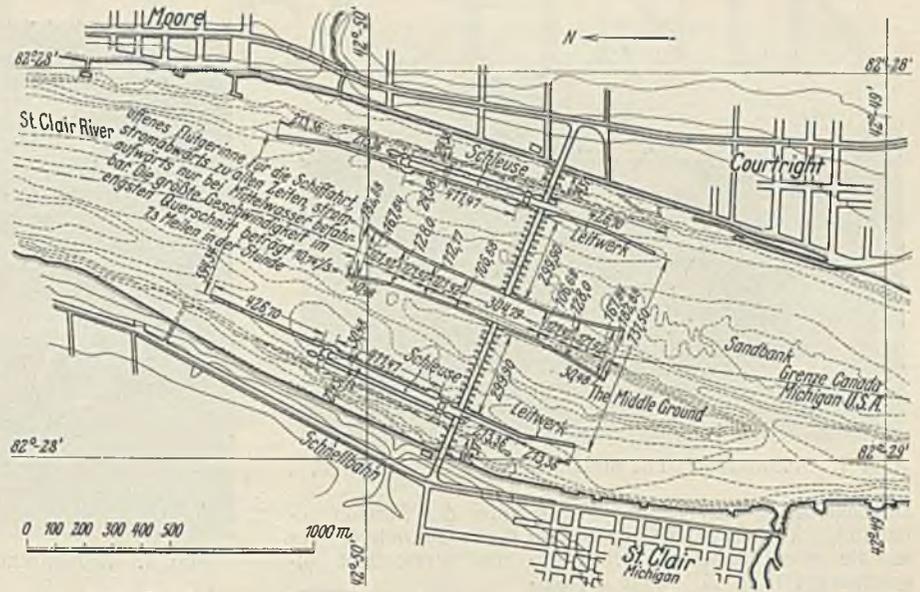


Abb. 6. Lageplan des vorgeschlagenen Stauwerkes im St.-Claire-Strom.

Vermischtes.

**Internationaler Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Rhein in Basel.** Das Baudepartement Basel-Stadt hat einen internationalen Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen und Angeboten für eine Straßenbrücke über den Rhein in Basel zwischen Voltaplatz und Klybeckstraße (Dreirosenbrücke) ausgeschrieben. Nach dem vorliegenden Programm sind die Angebote verschlossen bis zum 30. September 1930 an das Sekretariat des Baudepartements einzureichen; sie müssen u. a. die Erklärung enthalten, daß der Anbieter sich bis zum 1. März 1931 an sein Angebot gebunden hält. Zur Prämierung und zum Ankauf von höchstens sieben Entwürfen steht dem Preisgericht ein Betrag von 80 000 Fr. zur Verfügung.

**Preisergebnis des Wettbewerbes für eine Straßenbrücke über den Mälarsee.** (2 Bogen von 176 u. 217 m Spannweite. 72 Entwürfe.)

1. Preis. 12 000 Kr. Entwurf N. 050 „Brügg“. Verfasser: Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin-Wilmersdorf; Architekten Prof. Otto Rudolf Salvisberg, Berlin-Südende und Prof. Wilhelm Büning, Berlin-Charlottenburg.
2. Preis. 10 000 Kr. Entwurf N. 068 „Im Fels verspannt“. Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe und Architekt Hermann Esch, Mannheim.
3. Preis. 9 000 Kr. Entwurf N. 029 „Tva bagar“. Verfasser: M A N, Werk Gustavsburg in Mainz-Gustavsburg und Philipp Holzmann AG., Frankfurt a. M.; Architekten Paul Hedqvist und David Dahl, Stockholm.
4. Preis. 7 000 Kr. Entwurf N. 044 „Ungleiche Bogen“. Verfasser: Dr.-Ing. Richard Färber, V. B. I., Breslau und Architekt Regierungsbaumeister Adolf Schuhmacher, Stuttgart.

Außerdem wurden drei Entwürfe für 4500, 4000 und 3500 Kr. angekauft.

**Die Perioden der Hochwässer und Eisstöße.** In Ergänzung des unter dieser Überschrift in der Bautechn. 1930, Heft 7, vom 4. April, S. 237 bis 239 erschienenen Aufsatzes sei noch mitgeteilt, daß die „Perioden der strengen Winter“ (Meteor. Zeitschr. 1929, S. 231) als Vielfaches der 11,2-jährigen Sonnenfleckenperiode in Übereinstimmung mit den neueren Untersuchungen über „Die Periodizität der Sonnenflecken“ (S. Oppenheimer, Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften, Wien 1928, II a, Heft 1 u. 2) stehen, wonach die Sonne als periodisch veränderlicher (pulsierender) Stern mit einem langjährigen Zyklus der 11,2-jährigen Grundperiode zu betrachten ist. Auch haben die Beobachtungen der Sonnenfleckenpektren ergeben, daß die Temperatur der großen Flecken (rd. 4000° C) wesentlich unterhalb derjenigen der fleckenarmen Sonnenoberfläche liegen (5800° C). Dagegen werden die kleineren Flecken (bei Relativzahlen unter 100) nach Beobachtungen von Clayton durch die gleichzeitig auftretenden heißeren Sonnenfackeln (Temp. rd. 10 000° C) zum größten Teil kompensiert. — Ferner sei noch bemerkt, daß als Leiter der Hochwasserschutzbauten der Provinz Tschekiang (China) Herr Ministerialrat L. Brandl (Wien) tätig ist. Vgl. „Aufbauarbeiten in China“ Z. d. Ö I A V (Wien) 1930, S. 57. Ing. Leop. Rosenbaum.

**Eine neue U-Bahn-Strecke in Philadelphia.** Nach einem Bericht in „El. Railway“ Nr. 6 vom 9. Februar 1929 ist für die Strecke ein viergleisiger Ausbau vorgesehen. Die beiden inneren Schienenstränge dienen dem Schnellverkehr, bei dem nur an den wichtigsten Punkten gehalten wird. Außen liegen die beiden Strecken für den Nahverkehr mit Halt an jedem Bahnhof. Die Bahnhöfe für den Nahverkehr sind nur mit getrennt zugänglichen Bahnsteigen für die beiden äußeren Schienenstränge versehen (Abb. 1).

Die Hauptbahnhöfe besitzen je zwei Bahnsteige zwischen den Nah- und Schnellverkehrsgleisen. Zwischen Bahnsteigen und Straßendecke liegt ein die Bahnsteige verbindendes Zwischengeschoß, über das durch eine genügende Zahl von Treppen der Verkehr von der Straße zu den Bahnsteigen und zwischen diesen geleitet ist (Abb. 2). — Die Schienenstränge

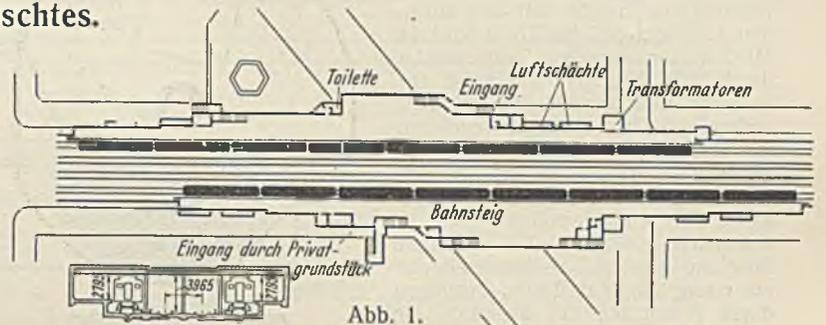


Abb. 1.

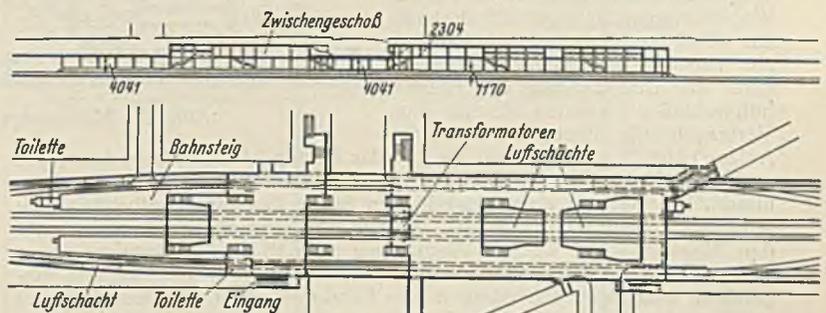


Abb. 2.

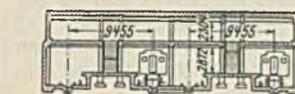


Abb. 3.

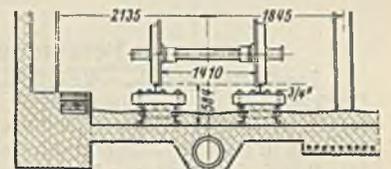


Abb. 4.

sind auf dem größten Teil der Strecke auf durchtränkten Holzklötzen befestigt, die in die Betonsohle eingebettet sind (Abb. 3).

An den Stellen, an denen mit öfteren Ausbesserungen oder Änderungen zu rechnen ist (Kreuzungen, Weichen u. dgl.), sind die die Schienen tragenden Holzklötze auf C-Schienen befestigt, die in die Betonsohle eingelassen sind (Abb. 4).

Der Abstand der Holzklötze beträgt 90 cm. Bei Weichenkreuzungen u. dgl. werden durchgehende Schwellen verwendet. Schm.

**Betonmischer mit besonderer Beschickvorrichtung.** Bei den gewöhnlichen Betonmischern wird die Trommel durch einen Aufgabetrichter od. dgl. von oben her beschickt. Da der Aufgabetrichter hoch liegt, müssen die Rohstoffe des Betons vorher durch eine Rampe oder einen Aufzug entsprechend gehoben werden. Diese Hubarbeit erübrigt sich bei den Betonmischern von Rammer & Co, Leipzig-Müglern, bei denen der Transportwagen gleichzeitig einen Teil der Mischtrommel bildet.

Bei der größeren Ausführung (Abb. 1) läuft der Transportwagen, der an irgendeiner Stelle des Bauplatzes mit den Rohstoffen beladen wird,

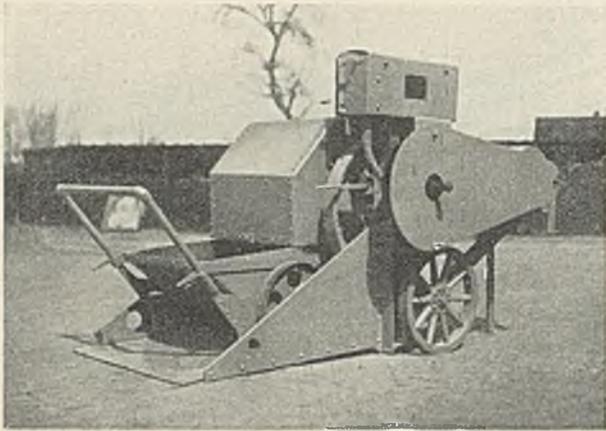


Abb. 4. Kleinmischer mit umlaufendem Transportkarren.

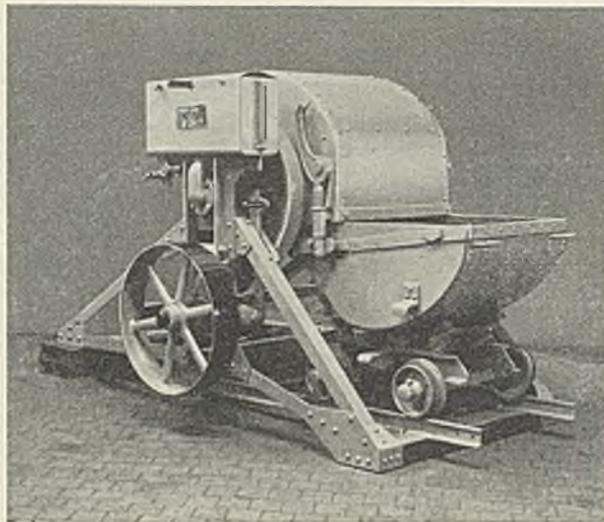


Abb. 1. Großmischer mit umlaufender Wagenmulde.

auf Schienen. Nachdem der Wagen unter den Mischer gefahren ist, wird die Mulde des Wagens durch federnde Greifer an die obere Mischtrommel staub- und wasserdicht angeschlossen (Abb. 2). Wird die Maschine eingerückt, so nimmt die Trommel die Wagenmulde vom Unterwagen ab und dreht sich mit der Mulde. Nach 8 Umdrehungen mit dem trockenen Mischgut (150 bis 375 l) wird das Mischwasser aus dem Wasserkasten durch die hohle Trommelachse eingelassen und verteilt sich während weiterer 8 Umdrehungen regenartig auf das Mischgut. Im Innern der großen Trommel sind besondere Mischbleche angebracht, die die Stoffe kreuzweise durcheinanderrollen lassen, so daß sich eine rasche und einwandfreie Mischung ergibt. Das Mischen dauert nur wenig länger als 1 min. Nachdem durch Ausrücken der Maschine die Wagenmulde selbsttätig wieder auf das Wagenuntergestell abgesetzt ist, kann das Mischgut ohne Zeitverlust sofort zur Verwendungsstelle gebracht werden. Zur Überwindung von Höhenunterschieden zwischen Mischer und Verbrauchsstelle dient ein besonderer Aufzug (Abb. 3). Der Wagen wird in das Aufzugegehänge eingefahren, das nach dem Einrücken der Reibungswinde die Mulde vom Unterwagen abnimmt, hebt und an einer einstellbaren Stelle den Inhalt selbsttätig ausschüttet. Darauf senkt sich das Gehänge und setzt die Mulde wieder auf den Wagen. — Die kleinere Ausführung (Abb. 4) arbeitet insofern etwas anders, als der Transportkarren mit 100 l Mischgut in die Trommel eingefahren und durch Überstreifen der Fahrbügel über die Mischtrommel staub- und wasserdicht mit der Trommel verbunden wird. Nach beendeter Mischung wird der Karrenbügel von der Trommel abgestreift und an der Karre befestigt, so daß die Karre weggefahren werden kann.

Bei entsprechender Anzahl Wagen wird der Betrieb mit den beiden Mischerarten überaus flott und wirtschaftlich. Die Mischer sind so eingerichtet, daß sie leicht ihren Standort wechseln können. —g.

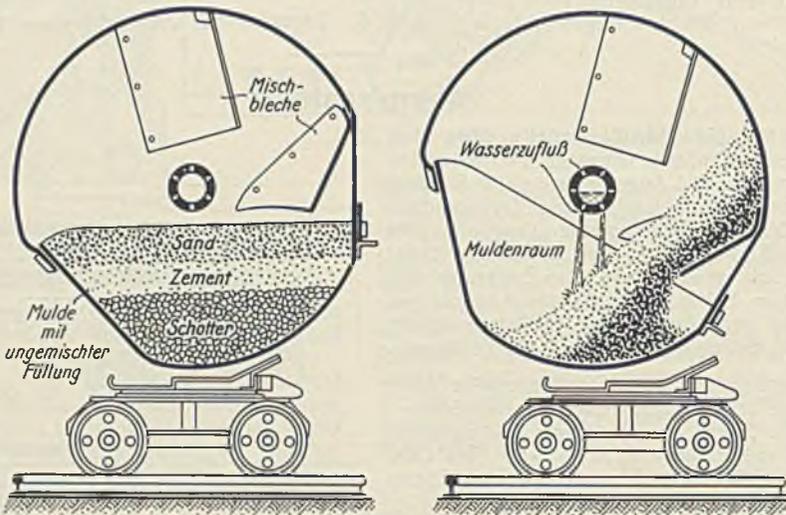


Abb. 2. Mischvorgang während der Drehung.

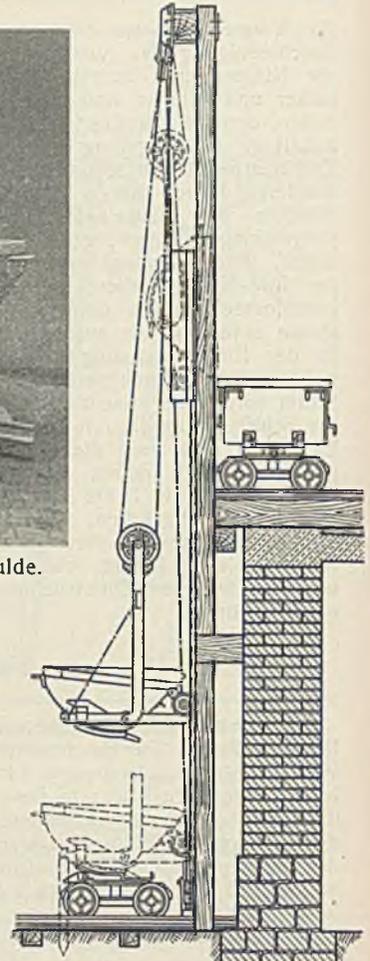


Abb. 3. Bauaufzug für Wagenmulden.

**Personalnachrichten.**

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Max Peine, Abteilungsleiter bei der R. B. D. Oppeln, und Ilgen, Abteilungsleiter beim R. Z. A. in Berlin; — zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Nierhoff, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz I, Richard, Vorstand des Betriebsamts Aachen, Barth, Vorstand des Betriebsamts Heilbronn, und Steffler, Dezernent der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder); — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Scherer bei der R. B. D. Karlsruhe und Leicher, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Kassel; — zum Reichsbahnamtmann: die Reichsbahnoberinspektoren Vetter in Essen, Dartmann in Dortmund und Möller in Münster (Westf.), sowie die technischen Reichsbahnoberinspektoren Gerth in Berlin und Stephan in Stettin.

Versetzt: die Direktoren bei der Reichsbahn Proske, Abteilungsleiter der R. B. D. Breslau, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Königsberg (Pr.), und Rintelen, Abteilungsleiter der R. B. D. Königsberg (Pr.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Breslau, die Reichsbahnoberräte Lamertz, Dezernent der R. B. D. Köln, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Dresden, Peine, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Oppeln, und König, Werkdirektor beim Ausbesserungswerk Magdeburg-Salke, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Limburg (Lahn), die Reichsbahnräte Johannes Berndt, Dezernent der R. B. D. Hannover, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Dr. jur. Volmer, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), zur R. B. D. Berlin, Schulte, Vorstand des Betriebsamts Arnstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Küstrin, Rein-

hardt, bisher bei der R. B. D. Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Altena (Westf.), Gerteis, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Arnstadt, Dr.-Ing. Jacobi, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, zur R. B. D. Frankfurt (Main), Eissenhauer, bisher beim Betriebsamt Koblenz I, zum Neubauamt Köln, Schwingel, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum neuerrichteten Neubauamt Oberhausen, Unruh, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Eiberfeld, und Stinner, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Magdeburg-Salke, die Reichsbahnbaumeister Ludwig Müller, bisher beim Ausbesserungswerk Kassel, zum Ausbesserungswerk Opladen, und Wolfgang Bode, bisher beim Maschinenamt Hagen (Westf.), zur R. B. D. Eiberfeld, sowie die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Eberbach, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), zur R. B. D. Essen und Dr. jur. Limpert, bisher bei der R. B. D. München, zur R. B. D. Eiberfeld.

Überwiesen: Reichsbahndirektor Emmelius von der Hauptverwaltung zum Hauptprüfungsamt in Berlin.

In den Ruhestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Wilhelm Robmann, Vorstand des Zentral-Entscheidungsamts bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, die Reichsbahnamtänner Rechnungsrat Julius Kaiser, Vorstand des Betriebsbüros der R. B. D. Hannover, Lukas Boos, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Köln, Georg Haider, beim Zentral-Wohlfahrtsamt der Gruppenverwaltung Bayern in Rosenheim und Eduard Brückner, beim Bauamt Nürnberg I, sowie der Oberlandmesser Friedrich Fischer bei der R. B. D. Stuttgart.

Gestorben: der Präsident der R. B. D. Berlin Dr. jur. Paul Stapff und die Reichsbahnoberräte Ernst Koester, Vorstand des Betriebsamts Küstrin, und Mathäus Schönberger, Dezernent der R. B. D. Nürnberg.

**Baden.** Versetzt: die Regierungsbauräte Otto Breidt beim Rheinbauamt Mannheim zur Wasser- und Straßenbaudirektion nach Karlsruhe, Oskar Riegler, zur Zeit bei der Neckarbauverwaltung, zum Rheinbauamt Mannheim, Herrmann Lohr beim Kulturbauamt Karlsruhe zur Wasser- und Straßenbaudirektion mit dem Dienstsitz in Kehl, Richard Mayer bei der Wasser- und Straßenbaudirektion und Gustav Schneider beim Wasser- und Straßenbauamt Waldshut zum Rheinbauamt Freiburg.

**INHALT:** Die Warthebrückbrücke bei Fichtwerder. — Die Analyse des festen Betonkörpers, ein Weg zur Erzielung vollwertiger Betonmischungen. (Schluß). — Regelung der Wasserstände der großen Seen Nordamerikas. — Vermischtes: Internationaler Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Rhein in Basel. — Preisergebnis des Wettbewerbs für eine Straßenbrücke über den Mälarsee. — Perioden der Hochwässer und Eisstöße. — Neue U-Bahn-Strecke in Philadelphia. — Betonmischer mit besonderer Beschickvorrichtung. — Personalnachrichten.

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