

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 10. Oktober 1930

Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Wettbewerb um den Entwurf der Westbrücke in Stockholm.

Von Dr.-Ing. Kollmar, Berlin.

1. Allgemeines.

Stockholm, „die Stadt zwischen den Brücken“, hat einige recht gefährliche Engpässe des Straßenverkehrs, wie sie sonst eine Halbmillionenstadt nur selten aufzuweisen hat. Die Entlastung dieser Engpässe ist um so mehr notwendig, als bei der Erweiterung der Stadt immer weitere Inseln und Halbinseln bebaut werden, die nicht nur mit dem Stadtmittelpunkte, sondern auch ringförmig unter sich selbst verbunden werden müssen. Im Jahre 1929 beschloß die Stadtverwaltung

fahrt sind 24 m auf eine Breite von 60 m bzw. zwei Räume zu je 40 m Breite festgesetzt worden. Die Gesamtbreite der Brückenfahrbahn beträgt 22 m, die größte Neigung der Brückenbahn sollte 1:35 nicht überschreiten. Die Fahrbahn soll möglichst aus 5 cm starken Asphaltplatten in Zementmörtel bestehen. Außerdem sollen zwei Straßenbahngleise überführt werden. Den Berechnungen waren die „Vorschriften für das Entwerfen und die Berechnung der Straßenbrücken der Stadt Stockholm“ zugrunde zu legen. Größte Dauerhaftigkeit und kleinstmögliche Unter-

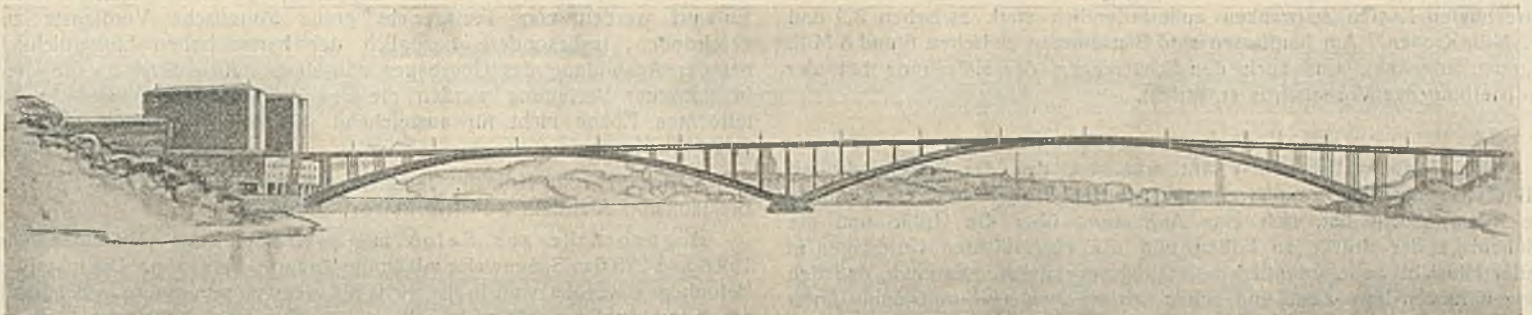


Abb. 1. Entwurf „Brügg“.

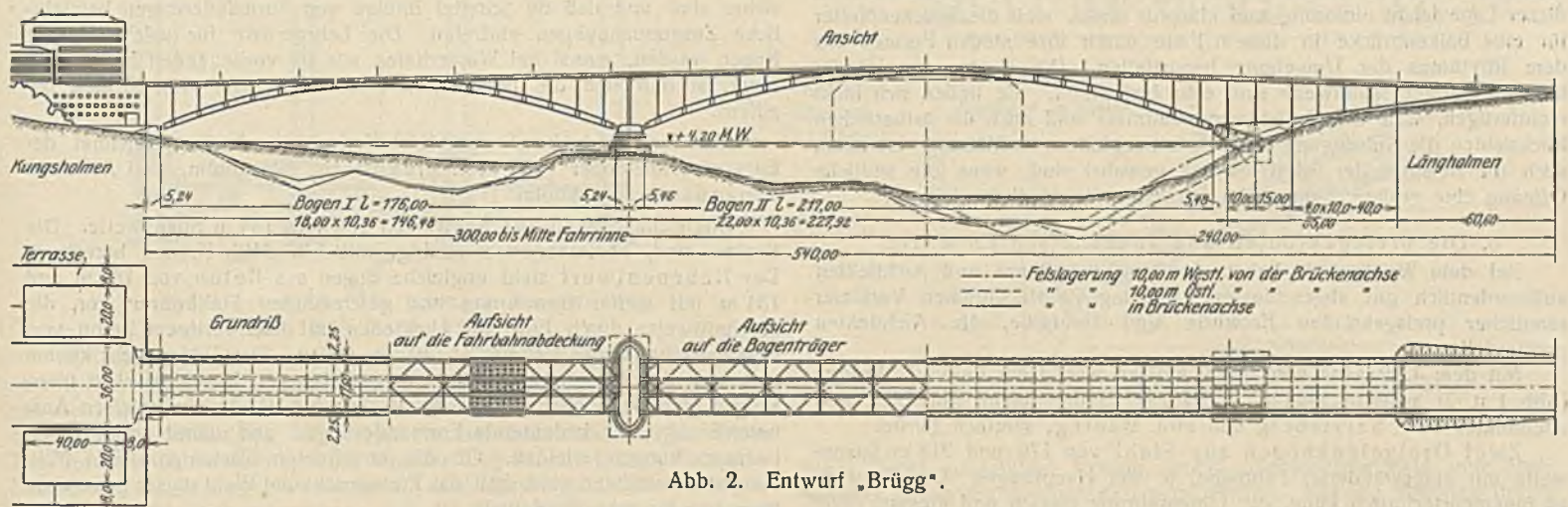


Abb. 2. Entwurf „Brügg“.

von Stockholm, einen allgemeinen internationalen Wettbewerb für den Entwurf einer Straßenverbindung im Westen Stockholms über den Mälarsee zwischen der „Königsinsel“ und der „langen Insel“ zu veranstalten. Mit der Durchführung des Wettbewerbs wurde das Hafenamts beauftragt. Das Preisgericht setzte sich aus Vertretern des Stadtverordnetenkollegiums, des Hafenamts, des Stadtplanungsamts, des Straßenamts, des Verschönerungsamts und der Schwedischen Architektenvereinigung zusammen; diese Preisrichter wählten als weiteres Mitglied den Brückenbaureferenten der Schweizerischen Bundesbahnen hinzu.

2. Bedingungen und örtliche Verhältnisse.

Für die Wahl des Baustoffes, die Ausbildung der Brückenköpfe und ähnliches war im Wettbewerbprogramm völlige Freiheit gelassen; jedoch wurde zum Ausdruck gebracht, daß großer Wert auf hervorragendes Aussehen, gute konstruktive Durchbildung, einwandfreie statische Berechnung, richtige Kostenberechnung und gute verkehrstechnische Lösung gelegt werde.

Der Mälarsee ist im Zuge der geplanten Verkehrsverbindung etwa 400 m breit. Die Wassertiefe schwankt sehr stark zwischen 4 und 21 m. Die Tiefe des tragfähigen Baugrundes beträgt bis zu 37,5 m unter Mittelwasser. Die Sohle des Mälarsees besteht aus einer bis zu 6,5 m starken, sehr weichen Tonschicht. Hierauf folgt Sand und Kies in einer Mächtigkeit bis zu 8,5 m. Zwischen diesen Kiesschichten und dem Urgestein findet sich ein sehr hartes Konglomerat. Als lichte Höhe für die Schiff-

haltungskosten sollen angestrebt werden. Brückenkonstruktionen mit nachgiebigen Gründungen auf langen, im Wasser freistehenden Pfählen sind nicht zugelassen. Für die Dauer der Brückenbauarbeit ist eine Durchfahrtsöffnung von 18 m Breite und 21 m Höhe für die Schifffahrt freizuhalten. Für die Berechnung der Kosten sind eine große Anzahl von Einheitspreisen vorgeschrieben.

3. Die Lösungen.

Bis Anfang Februar 1930 waren 72 Entwürfe nebst verschiedenen Nebenlösungen mit zusammen 582 Zeichnungen und Skizzen, 208 Perspektiven, 5 Photoalben und 4 Modellen eingegangen. Vertreten sind Bogenbrücken, Balkenbrücken, Hängebrücken, sowie die Verbindungen dieser Brückentypen. Die meisten Entwurfsverfasser fanden eine Lösung mit freier Sicht von der Brücke, haben also die tragenden Teile der Brücke unter der Geländeerlinie untergebracht. Da einerseits die Wassertiefe mit Ausnahme einer Stelle sehr groß und der Schiffsverkehr auf der einen Seite des Mälarsees rege, andererseits die Schönheit der Stockholmer Landschaft berühmt ist, so ist es verständlich, daß die meisten Entwürfe sowohl große Spannweiten, als auch sehr leichte durchsichtige Überbauten vorsehen. Da die Wassertiefe an einer Stelle nur etwa 4 m beträgt, lag es nahe, daß dieser Punkt von vielen Entwurfsverfassern für die Anlage eines Zwischenpfeilers vorgesehen wurde, während im übrigen die örtlichen Verhältnisse (felsige Ufer) stark für die Wahl von Bogenträgern sprechen. Als Baustoff ist sowohl Stahl, wie Beton und Eisen-

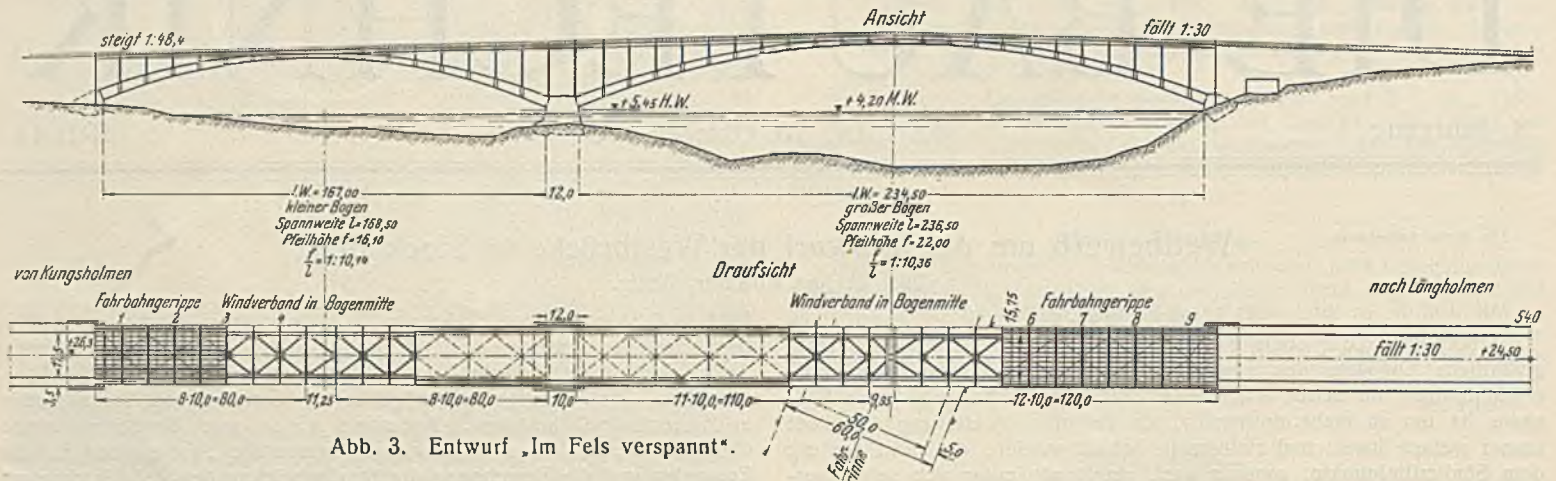


Abb. 3. Entwurf „Im Fels verspannt“.

beton vertreten. Insbesondere wurde dem hochwertigen Stahl und Beton aus hochwertigem Zement der Vorzug gegeben. Die von den Verfassern errechneten Kosten schwanken außerordentlich stark zwischen 3,9 und 22 Mill. Kronen. Am häufigsten sind Bausummen zwischen 6 und 8 Mill. Kronen errechnet, was auch den Schätzungen des Hafenamts bei der Aufstellung des Vorentwurfs entspricht.

4. Entscheidungsgründe.

Der Wettbewerbsbericht¹⁾ läßt erkennen, daß das Preisgericht mit Hilfe von auf den Bauplätzen aufgestellten Masten und Trassierungszeichen versucht hat, sich eine Auffassung über die Größe und die Höhenlage der Brücke zu bilden und die eingereichten Unterlagen in jeder Hinsicht außerordentlich sorgfältig geprüft hat. Es fand, daß den Bogenbrücken mit zwei ungleichen Spannweiten und vollständig unter der Fahrbahn liegenden Bogen allgemein der Vorzug zu geben sei, während eine Balkenbrücke der in Frage stehenden Größe und Höhe in dieser Lage leicht einförmig und klanglos wirkt, weil die Brückenpfeiler für eine Balkenbrücke in diesem Falle durch ihre steifen Formen aus dem Rhythmus der Umgebung herausfallen. Die Kosten für Hängebrücken größter Spannweite sind sehr bedeutend. Sie ließen sich nicht rechtfertigen, weil die Gründungsverhältnisse und auch die ästhetischen Rücksichten die Anbringung eines Zwischenpfeilers im Mälarsee erlauben, auch die Belange der Schifffahrt voll gewahrt sind, wenn die südliche Öffnung eine größere Spannweite erhält als die nördliche Öffnung.

5. Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe.

Bei dem Wettbewerb haben deutsche Ingenieure und Architekten außerordentlich gut abgeschlossen. Die ingenieurtechnischen Verfasser sämtlicher preisgekrönten Entwürfe sind Deutsche, die Architekten größtenteils.

Mit dem 1. Preise von 12000 Kronen wurde der Entwurf „Brügg“ (Abb. 1 u. 2) ausgezeichnet²⁾. Verfasser: Zivilingenieur Maelzer und Architekten Prof. Salvisberg und Prof. Büning, sämtlich Berlin.

Zwei Dreigelenkbogen aus Stahl von 176 und 217 m Spannweite mit aufgeständerter Fahrbahn, je vier Hauptträger. Das Bauwerk ist ingenieurtechnisch kühn, die Linienführung einfach und elegant. Die Ausbildung des Stadtplans am Brückenanschluß auf der Seite der Königsinsel wird vom Preisgericht als nicht zufriedenstellend bezeichnet. Die vom Preisgericht berichtigten Kosten betragen 8,07 Mill. Kronen.

Den 2. Preis von 10000 Kronen erhielt der Entwurf „Im Fels verspannt“ (Abb. 3) von Prof. Dr. Gaber, Karlsruhe, und Architekt Esch, Mannheim.

Zwei ungleiche Stahlbogen von 168,5 und 236 m Spannweite, je zwei Hauptträger. Wie die mit dem 1. Preise ausgezeichnete Brücke wirkt auch diese sehr leicht und elegant. Zur Erzielung einer günstigen Fahrbahnneigung ist die Konstruktionshöhe im Scheitel dadurch besonders klein gehalten worden, daß in der größeren Öffnung die Bogen an den Kämpfern eingespannt und im Scheitel mit Gelenk versehen wurden. Die Durchbiegung im Scheitel wird dadurch ziemlich groß. An den Kämpfern müssen nach der Ansicht des Preisgerichts Verankerungsanordnungen zur Aufnahme von Zugspannungen angebracht werden, die die Entwurfsverfasser nicht vorgesehen haben. Die berichtigten Kosten betragen 7,62 Mill. Kronen.

Den 3. Preis von 9000 Kronen erzielte der Entwurf „Två bägar“ (Abb. 4 u. 5) von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Gustavsborg, Philipp Holzmann in Frankfurt a. M. und Architekten Hedqvist und Dahl in Stockholm.

¹⁾ Verfaßt von Ernst Nilsson, gedruckt bei K. L. Beckmann in Stockholm 1930.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 21, S. 321.

Zwei ungleiche Zweigelenkbogen aus Stahl mit 166,8 und 216 m Spannweite, je vier doppelwandige Hauptträger. Diesem Entwurf werden vom Preisgericht große ästhetische Verdienste zugeschrieben, insbesondere bezüglich der harmonischen Einheitlichkeit bei der Ausbildung des Überbaues und dessen Anschlüsse an die Ufer. In statischer Beziehung werden die Bogen für zu weich und in der lotrechten Ebene nicht für ausreichend knicksicher gehalten. Kosten: 7,92 Mill. Kronen.

4. Preis, 7000 Kronen, „Ungleiche Bogen“ von Dr.-Ing. Färber, Breslau, und Architekt Schuhmacher, Stuttgart.

Bogenbrücke aus Beton mit zwei ungleichen Öffnungen von 159,8 und 225,6 m Spannweite mit aufgeständerter Fahrbahn. Die massiven Betonbogen werden vom Preisgericht als ziemlich plump und in der Landschaft aufdringlich wirkend gehalten; außerdem wird befürchtet, daß die eingespannten Bogen in der senkrechten Ebene nicht hinreichend knicksicher sind und daß im Scheitel infolge von Formänderungen beträchtliche Zusatzspannungen eintreten. Die Lehrgerüste für solch schwere Bogen werden, zumal bei Wassertiefen wie im vorliegenden Falle, sehr teuer, so daß sich die berichtigten Kosten auf 9,04 Mill. Kronen beziffern.

Mit dem 1. Ankauf von 4500 Kronen wurde ausgezeichnet der Entwurf „Norr-Söder“ von Prof. Ljungberg, Stockholm, und Architekt Johansson, Stockholm.

Ungleiche Bogen aus Stahl von 186 und 134 m Spannweite. Die Kosten sind, bemerkenswert niedrig, mit 5,37 Mill. Kronen berechnet. Der Nebentwurf sieht ungleiche Bogen aus Beton von 186 m und 134 m mit steifer Bewehrung aus geschweißten Stahlröhren vor, die abschnittsweise durch Ein- und Umgießen mit hochwertigem Beton verstärkt als tragendes Lehrgerüst dienen sollen. Das Preisgericht konnte sich von der Zuverlässigkeit der vorgeschlagenen Bauweise nicht überzeugen, weil es annahm, daß die Röhren bei der abschnittweisen Ausbetonierung sehr bedeutende Formänderungen und damit große Überbeanspruchungen erleiden. Ob die errechneten Kosten von 5,17 Mill. Kronen ausreichend sind, hält das Preisgericht bei Wahl dieser neuartigen Bauweise für sehr zweifelhaft.

Für den Betrag von 4000 Kronen wurde der Entwurf „Fri sikt“ als 2. Ankauf ausgewählt. Verfasser: wie beim Entwurf zum 3. Preise.

Balkenbrücke aus Stahl mit sieben Spannweiten von 48 bis 114 m. Dieser Entwurf ist besonders gut ausgearbeitet. Die Spannweiten und Konstruktionshöhen steigern sich allmählich nach der Mitte zu, so daß eine gute Gesamtwirkung und Durchsichtigkeit erzielt wird. Die Kosten sind mit 8,88 Mill. Kronen verhältnismäßig hoch.

Als 3. Ankauf endlich hat das Preisgericht den Entwurf „Stal och Betong“ von Dr. Emperger, Wien, und Architekten Hirsch und Sturm in Wien ausgewählt.

Zwei gleiche Bogenöffnungen von je 198 m. Die steife Eisenbewehrung wird von Beton in wenig zufriedenstellender Weise umschlossen, so daß der Beton dadurch entzweigenschnitten wird und die Bogen keine genügende Steifigkeit in der senkrechten Ebene haben. Kosten: 7,09 Mill. Kronen.

Der Vollständigkeit halber sei von den übrigen Entwürfen als besonders bemerkenswert hervorgehoben:

Balkenbrücke aus Eisenbeton mit Spannweiten bis zu 49 m und mit der tragenden Konstruktion ganz unter der Fahrbahn.

Hängebrücke mit einer Hauptspannweite von 326 m, die in ästhetischer und schiffahrtstechnischer Beziehung zweifellos große Vorzüge hat, die aber außerordentlich teuer würde.

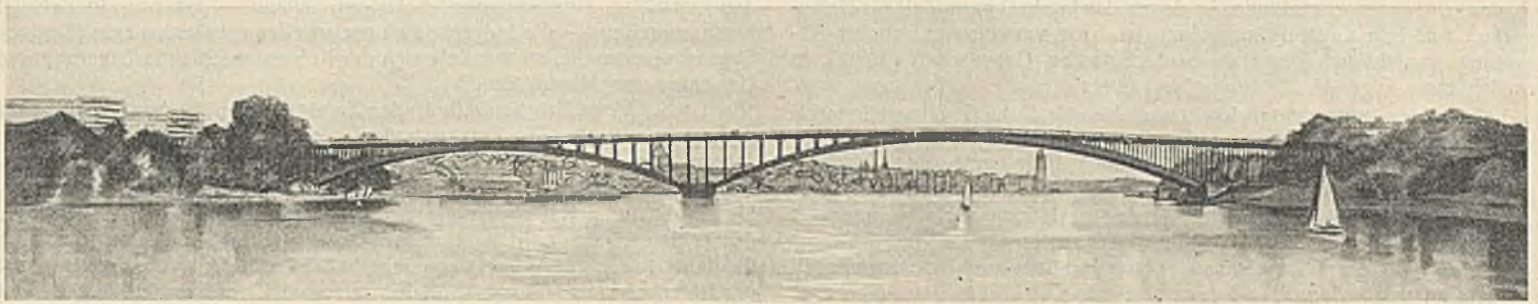


Abb. 4. Entwurf „Två bågar“.

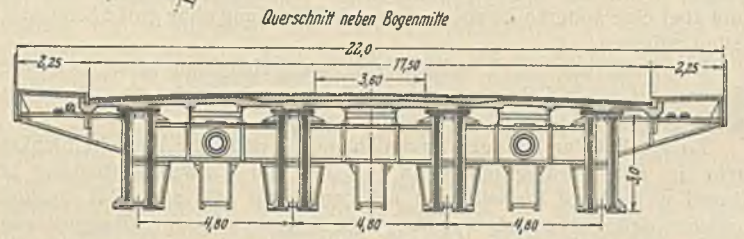
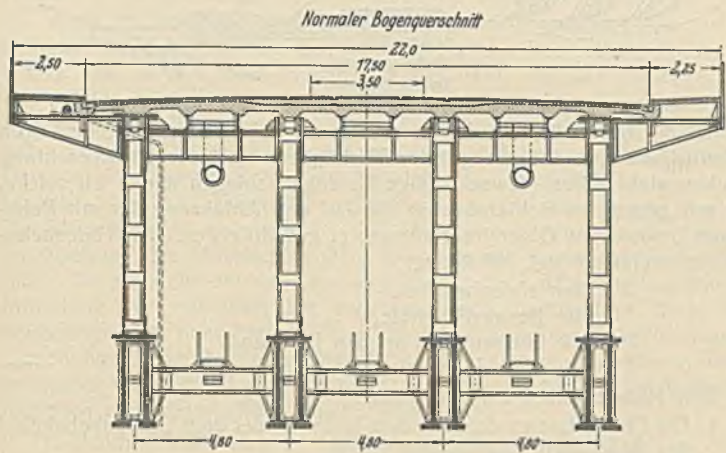
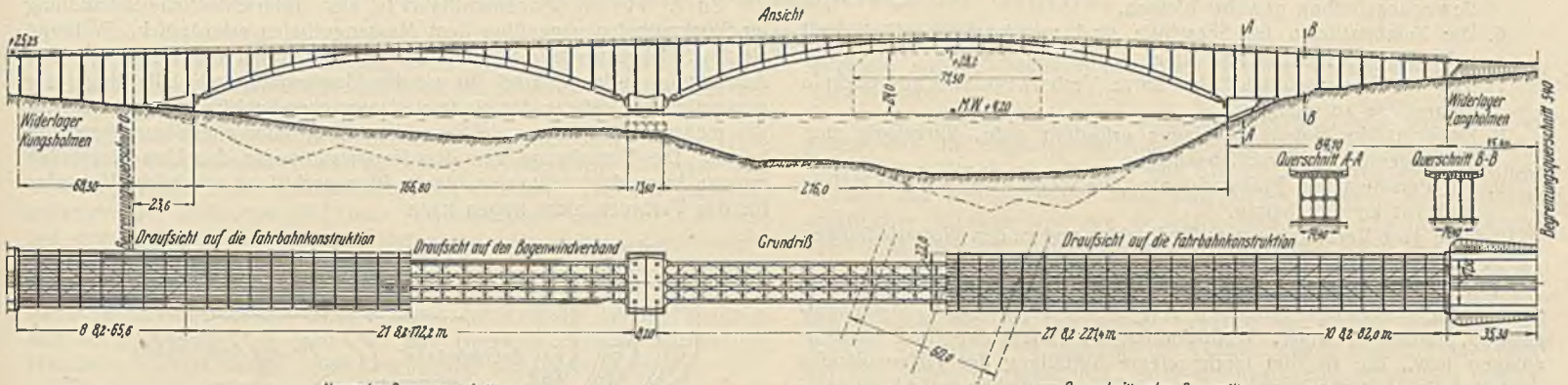
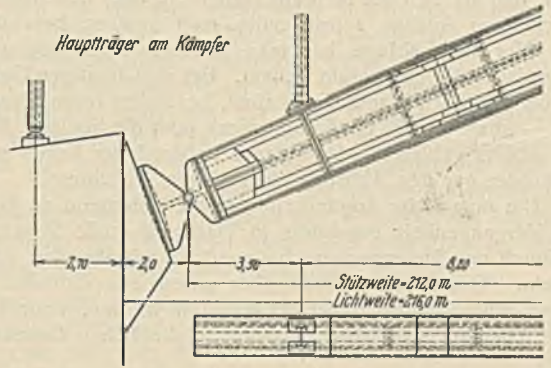


Abb. 5. Entwurf „Två bågar“.



6. Richtlinien für die weitere Behandlung der Brückenbaufrage.

In den mit Preisen und durch Ankauf ausgezeichneten Entwürfen steckt manches Gute. Das Preisgericht hat jedoch auch zu erkennen gegeben, daß kein Entwurf in allen Einzelheiten so vollständig allen Erfordernissen entspricht, daß er als baureif bezeichnet werden kann. Die Entwürfe haben aber gezeigt, welcher Weg für die weitere Entwurfsbearbeitung eingeschlagen werden muß. Die ergänzenden Untersuchungen des Preisgerichts haben ergeben, daß die statische Berechnung flacher Bogen mit so großen Spannweiten, wie sie hier in Frage kommen, nicht mehr allein nach bisher üblichen Grundsätzen durchgeführt werden darf. Es müssen vielmehr die Formänderungen infolge der Belastungen und ihrer Rückwirkungen auf die primären Systemspannungen berücksichtigt werden (wie dies unseres Wissens z. B. bei der Berechnung der Bogenbrücke bei Echelsbach geschehen ist³⁾). Modellversuche werden vom Preisgericht als erwünscht bezeichnet. Auch die Knicksicherheit der großen Bogen bedarf einer weiteren eingehenden Prüfung. Welche Anzahl von Hauptträgern am geeignetsten ist, muß gleichfalls untersucht werden. Im vorliegenden Falle dürften vier Hauptträger die zweckmäßigste Lösung ergeben. Zur Verminderung der Kosten soll die Fahrbahn mög-

³⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 27 u. 30.

lichst leicht ausgebildet werden, wobei hochwertiger Stahl und hochwertiger Beton am geeignetsten sein dürften. Für die Stahlhauptträger dürfte korrosionssicherer hochwertiger Baustahl in Frage kommen. Das Preisgericht kam in dem Urteil auch zu dem Schluß, daß die aufgestellten Bedingungen in manchen Punkten zu ungünstig waren. So soll das Maß der zulässigen Durchbiegung auf $\frac{1}{800}$ vergrößert werden, um eine zweckmäßige Ausbildung der Brückenkonstruktion zu erleichtern. Ferner sollen die festgesetzten Höhenpunkte der Zufahrtstraßen nochmals geprüft werden, um eine Verbesserung des Straßenlängsprofils zu erzielen, wobei wiederum Erleichterungen für die Anordnung der Bogen herauspringen.

Es ist anzunehmen, daß das Hafenamts auf Grund der Ergebnisse des freien Wettbewerbs die Bedingungen enger umgrenzt und auf Grund eines bindenden Wettbewerbs die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Lösung suchen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Bebauungspläne für Seehäfen.

Von Dr.-Ing. e.h.r. Fabricius, Stettin.

Allgemeines.

Häfen dienen dem Empfang und Versand von Gütern. Für ihren Ausbau und für ihre Ausrüstung mit Umschlagmitteln ist bestimmend, daß die erforderlichen Güterbewegungen schnell und auf möglichst geringen Förderwegen durchgeführt werden.

Wenn die Verwirklichung dieser an sich selbstverständlichen Forderungen auch heute noch besonders bei Seehäfen vielfach auf Schwierig-

keiten stößt, so liegt dies nicht nur an der finanziellen Unmöglichkeit, in der Ausrüstung mit Umschlagmitteln Schritt zu halten mit der technischen Entwicklung, oder die für die Erneuerung alter Anlagen erforderlichen Kosten aufzubringen, sondern oftmals auch an einer mangelhaften Gesamtanlage, die meist das Ergebnis geschichtlicher Entwicklung ist. Es ist heute Gemeingut der Hafenbauer geworden, Neuanlagen von Häfen und Hafenerweiterungen nur auf Grund von auf weite Sicht aufgestellten Hafenerweiterungen nur auf Grund von auf weite Sicht aufgestellten Hafener-

bebauungsplänen vorzunehmen, in denen das in absehbarer Zeit für Hafenzwecke benötigte Gelände umgrenzt ist. Ich verweise auf meine Abhandlung im Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1922/23, in dem ich etwa folgende Richtlinien aufstellte:

1. Die Erweiterungsmöglichkeit muß für alle Zukunft ohne Hindernis gesichert sein.
2. Die jeweiligen Ausbau- und Betriebskosten sollen in wirtschaftlichem Verhältnis zu den Einnahmen stehen.
3. Neue Hafenteile sollen sich an den bestehenden Hafen organisch angliedern.
4. Ein Neben- und Durcheinander von Handels- und Industrieanlagen ist zu vermeiden.
5. Für jegliche Ausgestaltung zu Sonderzwecken muß die erforderliche Bewegungsfreiheit gewahrt bleiben.
6. Die Zufahrtstraßen für Seeschiffe sind möglichst geradlinig und unbedingt brückenfrei zu halten.
7. Für die Binnenschifffahrt sind kurze Verholwege und ausgedehnte Liegeplätze zu schaffen.
8. Zweckmäßige Hafenbahnanlagen erfordern gute, kurzwegig zum Kai angeordnete Verschiebeanlagen.
9. Für Personen und Fuhrwerke sind die Wege innerhalb des Hafens tunlichst kurz zu halten.
10. Eine gute Verbindung zum Stadtgebiet und zu den Wohnsiedlungen muß vorhanden sein.

Ein Hafenbebauungsplan wird in der Regel das dem Bearbeiter vor-schwebende zukünftige Hafenbild zeigen mit Handelskais, Massengut-anlagen, Industriegelände, Wohnsiedlungen, Hafenbahn- und Straßen-anlagen usw., die in ihm niedergelegte Aufteilung des Hafengeländes muß aber eine anderen Zwecken dienende Einteilung ohne große Schwierigkeiten zulassen.

Die Forderung zu 1. scheint sehr weitgehend zu sein. Bei einer Planung auf weite Sicht muß aber an ihr schon in Rücksicht auf die un-zuschlagende Bodenpolitik festgehalten werden.

Zu 2. Bei der heutigen Kapitalknappheit rückt die Wirtschaftlichkeit mehr in den Vordergrund denn je. Bei der Entwurfbearbeitung ist hierauf weitgehend Rücksicht zu nehmen. Dies läßt sich z. B. dadurch erreichen, daß man besonders umfangreiche Bodenbewegungen (Baggerungen) so anordnet, daß sie sich auf mehrere Hafenteile oder Bauabschnitte verteilen. Auch dem Ausbau selbst sollte man gewisse Beschränkungen auferlegen. Vor dem Kriege hat man z. B. die Kaischuppen für eine lange Lebensdauer äußerst solide gebaut. Bei den heutigen Geldverhältnissen und der schnellen Wandlung in allen, besonders technischen Dingen, sollte man — soweit nicht ein Sonderzweck oder die Statik, z. B. bei Kai-mauern, es anders gebietet — für kürzere Lebensdauer bauen und damit Änderungen oder gar den Abbruch der Anlagen erleichtern.

Zu 3. Die organische Angliederung neuer Hafenteile an bestehende hat in der Vergangenheit besonders in Hamburg große Schwierigkeiten bereitet. Durch den Hafengemeinschaftsvertrag mit Preußen dürften sie behoben sein. Grundsätzlich muß aber schon aus Gründen der Bewirtschaftung eines Hafens daran festgehalten werden, neue Hafenteile mit den bestehenden möglichst zu einem einheitlichen Ganzen zu verschmelzen.

Zu 4. Wenn auch die Gesamtplanung für einen Hafen unter ein-heitlichen Gesichtspunkten stattfinden muß, so sollte doch in ihm eine Trennung durchgeführt werden nach

- a) Stückguthafen; unterteilt für See- und Binnenschiffe,
- b) Massenguthafen mit besonderem Liegehafen für Binnenschiffe,
- c) Industriefafen.

Baudirektor Bunnies, Hamburg¹⁾ vertritt offenbar bei seiner „Be-trachtung über die Erweiterung des Hamburger Hafens“ die gleiche Ansicht, indem er den Umschlag der Stückgüter an Kais auf kurze und gute Verbindungen mit der Stadt stellen will, alle anderen Betriebe aber in entlegene Erweiterungsgebiete verweist, so z. B. das Massengut nach Waltershof, die Industrie nach Billwärder und Wilhelmsburg. Auch er erkennt an, „daß nur ein kleiner Teil der Industrien auf einen Platz im Freihafen selbst angewiesen ist“.

Da die Industrieansiedlung zur wechselseitigen Belebung von Handel und Industrie und damit des Hafenverkehrs nicht entbehrt werden kann, muß der Bereitstellung von Industrieland innerhalb und außerhalb des Hafens größere Aufmerksamkeit gewidmet werden, als bisher geschehen ist. Eine enge Zusammenarbeit mit den Stadtbehörden zur Erreichung dieses Zieles muß unter allen Umständen aufrecht erhalten bleiben.

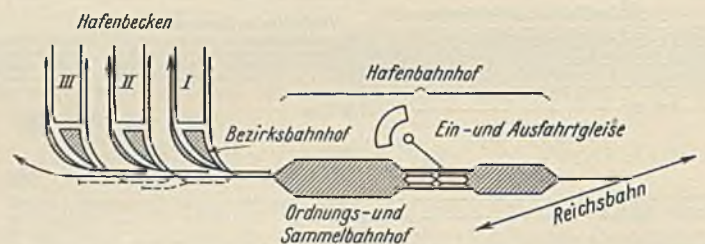
Zu 5. Ein Bebauungsplan kann und soll nur einen allgemeinen Rahmen für den weiteren Ausbau geben. Innerhalb dieses Rahmens muß er hinsichtlich der Einzelheiten, besonders der Verwendungszwecke, jegliche Möglichkeit für die jeweiligen Bedürfnisse offen lassen.

Schon durch etwaige Strukturveränderung in der Wirtschaft in dem dem betreffenden Hafen zufallenden Gebiet können die Erfordernisse an

den Umschlag grundlegend sich ändern. Wenn — um nur ein Beispiel herauszugreifen — die Industrie sich noch weiter vom festen zum flüssigen Brennstoff umstellt, so wandelt sich der Kohlenumschlag in Lagerung und Umschlag von Mineralölen.

Zu 6. Über Brückenfreiheit der Zufahrtstraßen ist heute kein Wort mehr zu verlieren. Die Zufahrtstraßen von See sind gerade in den letzten Jahren hinsichtlich ihrer Linienführung, Tiefe und Breite sowie der Tag- und Nachtbezeichnung bei vielen Häfen wesentlich verbessert worden. Unter einem ganz anderen Gesichtswinkel sind die Zufahrten von der Seefahrtstraße zu den einzelnen Becken zu behandeln; hier müssen die Bedürfnisse für Verholwege innerhalb des Hafens, die Erfordernisse der Hafenbahn und Binnenschifffahrt mit denen der Seeschifffahrt so weit als möglich in Einklang gebracht werden.

Zu 7. Für die Binnenschifffahrt ist eine unterschiedliche Behandlung im Stückguthafen gegenüber dem Massenguthafen erforderlich. Während sie im Stückgutverkehr verhältnismäßig lange Kais mit meist einfacher Ausrüstung verlangt, sind für sie im Massengutverkehr allerdings sehr geräumige Liegeplätze für einen umfangreichen Schiffspark nötig, um für das mehrere 1000 t fassende Seeschiff den erforderlichen Raum bereit zu haben. Die Verholwege von den Koppelstellen zu den Umschlagstellen müssen kurz, d. h. billig sein, da die Binnenschifffahrt erhebliche Unkosten für das Verholen nicht tragen kann.



Zu 8. Die Erfüllung der Forderung nach besonders zweckmäßigen Hafenbahnanlagen ist von größter Wichtigkeit, an ihrer Nichtbeachtung kranken viele Häfen. Zweckmäßige Hafenbahnanlagen nenne ich solche, die mit geringsten Betriebskosten die Zu- und Abführung der mit Bahn-wagen beförderten Güter im Hafengebiet gewährleisten. Die Hafenbahn-anlagen umfassen (vgl. Abbildung):

- den Hafenbahnhof,
- die Bezirksbahnhöfe,
- die Gleisanlagen an den Kais und
- die Verbindungsgleise.

Der Hafenbahnhof muß enthalten:

1. Die Einfahrtgleise der aus dem Inlande oder dem Übergabebahnhof der Reichsbahn kommenden Züge.
2. Die Ordnungsgleise nach Hafenbezirken.
3. Die Sammelgleise der vom Hafen kommenden, zur Abfahrt bestimmten Wagen.
4. Die Ordnungsgleise der Wagen zu 3.
5. Die Abfahrtgleise der Züge nach dem Inland.
6. Die Sonderanlagen, wie Lokomotivschuppen, Lagerplätze, Werk-stätten usw.

Je nach dem verfügbaren Platz kann Längen- oder Breitenentwicklung für den Hafenbahnhof in Frage kommen. Sofern der Reichsbahn-Über-gabebahnhof in Hafennähe liegt, wird es u. U. durch Vereinbarung möglich sein, die Gleisgruppe zu 2. zu sparen und die Züge nach Hafenbezirken bereits auf dem Verschiedebahnhof der Reichsbahn zu ordnen.

Die Bezirksbahnhöfe sind zwischen den einzelnen Hafenbezirken und dem Hafenbahnhof anzulegen. In ihnen sind die Rangierarbeiten durch-zuführen zum Laderechtstellen der Wagen an den Bedarfstellen (Schuppen, Lagerplätzen usw.). Ein Bezirksbahnhof muß mehrere Aufstellgleise für die Züge (halbe Länge) enthalten, nach Bedarf ein Ausziehgleis und eine größere Zahl von Ordnungsgleisen, die Stumpfgleise sein können.

Die Anzahl der Kaigleise hängt von der Zweckbestimmung der Kais und dem zu bewältigenden Verkehr ab. Bei Bebauung des Kais mit Stückgut-Schuppen oder Speichern werden an der Wasserseite im all-gemeinen mindestens zwei durch Weichen verbundene Gleise notwendig sein, von denen das wasserseitige als Verkehrsgleis zum Zustellen und Abholen der Wagen für das Rampengleis benutzt wird. Bei starkem Überladeverkehr, unmittelbar aus dem Wagen ins Schiff und umgekehrt, ist die Gleiszahl zu vermehren. Hinter den Schuppen oder Speichern sind ebenfalls mindestens zwei Gleise erforderlich. Bei Massengutkais kann die Zahl je nach Bedarf drei bis sechs betragen.

Zu 9. Der Punkt 2 schließt die Forderung nach kurzen Wegen inner-halb des Hafens in gewissem Umfang ein; ihre Nichterfüllung kostet den Benutzer und Verwalter eines Hafens Geld in bisweilen nicht un-erheblichem Umfang.

Zu 10. In der geschichtlichen Entwicklung der Hafenstädte liegt es oft begründet, daß die Umschlagstellen der Hafenteile leider oft sehr weit

¹⁾ S. Deutsches Bauwes. 1929, S. 195.

vom inneren Stadtgebiet — den Kontoren, Börsen usw. — und von den Wohnstätten entfernt liegen. Dieser Zustand wird sich kaum noch ändern lassen.

Durch enges Zusammenarbeiten von Hafen- und städtischer Siedlungsverwaltung muß jedoch ein Weg gefunden werden, in der Nähe der doch meist sehr umfangreichen Arbeitsstätte, die ein Hafen ist, umfangreiche Wohnstätten zu errichten. Die Verkehrsfrage zwischen Wohn- und Arbeitsgebiet ist für alle Großstädte schon heute ein schwer zu lösendes Problem; sie wird für einen größeren Hafen durch das Dazwischenliegen von Hafenbecken und Kanälen noch weit schwieriger. Bei einem Hafen-

bebauungsplan müssen die Hafenanlagen durch Einschalten von Wohnsiedlungen gelockert werden. Hier und dort gemachte Anfänge haben den Beweis erbracht, daß die im Hafen ständig beschäftigten Angestellten Wohnungen in der Nähe ihrer Arbeitsstätte bevorzugen und einige Nachteile solcher Wohnweise gern in Kauf nehmen.

Bei der Aufstellung von Bebauungsplänen für Häfen muß man fraglos großzügig sein, wobei dem Wort großzügig nicht die heute leider oft fälschlich beigelegte Bedeutung des „aus dem großen Säckel wirtschaften“ zu geben ist, sondern großzügig in der Linienführung und weitschauend in der Berücksichtigung der wirtschaftlichen Belange.

Alle Rechte vorbehalten.

Die geplanten Bodetalsperren im Ostharz.

Von Regierungsbaurat Helbig, Quedlinburg.

Die Bode hat ihren Ursprung südwestlich des Brockens in zwei Quellbächen, der nördlichen Kalten Bode bei Schierke und der südlichen Warmen Bode bei Braunlage. Nach Vereinigung dieser Bäche bei Königshof fließt die Bode in östlicher Richtung durch die den meisten Harzbesuchern wohlbekanntesten Orte Rübeland, Wendefurth, Altenbrak und Treseburg sowie durch den landschaftlich schönsten Teil des Bodetales zwischen der Roßtrappe und dem Hexentanzplatz und tritt bei Thale aus dem hier steil abfallenden Gebirge aus. Im weiteren Lauf berührt sie die Städte Quedlinburg, Oschersleben, Staßfurt und mündet bei Nienburg in die Saale. Das Bodegebiet wie überhaupt der Ostharz liegt somit im Stromgebiet der Elbe, während der Westharz, für den bekanntlich die Talsperrenpläne jetzt von den Harzwasserwerken der Provinz Hannover verfolgt werden, zum Stromgebiet der Weser gehört.

Auch an der Bode sind schon seit den 90er Jahren Pläne zur Errichtung von Talsperren im Gange. Ausführliche Bearbeitung fanden sie jedoch erst in dem Entwurf vom 15. Mai 1920, den der damalige Baurat, jetzige Ministerialrat Schroeter im Auftrage der Gesellschaft zur Förderung der Wasserwirtschaft im Harz zu Braunschweig aufgestellt hat. Er gibt die beste Lösung für die Errichtung von Talsperren im Gebiete der oberen Bode und ist daher mit verschiedenen, für die jetzigen Aufgaben erforderlichen Ergänzungen und Änderungen auch für die Bauausführung vorgesehen. Als Hauptzweck verfolgte der Entwurf die Speisung des Mittellandkanals, und zwar der damals geplanten Südlinie. Da nunmehr die Kanalspeisung bei der zur Ausführung kommenden Mittellinie voraussichtlich auf anderem Wege durchgeführt wird, sind neuerdings von dem hierzu eingerichteten staatlichen Talsperrenbauamt Quedlinburg Untersuchungen angestellt worden, ob und in welcher zweckmäßigsten Weise die Bodetalsperrenpläne für folgende vier Hauptaufgaben technisch und wirtschaftlich durchführbar sind:

1. Hochwasserschutz: Seine Notwendigkeit ist besonders durch das Katastrophenhochwasser um die Jahreswende 1925/26 erwiesen, das allein Werte in Höhe von 5 Mill. RM vernichtet hat.
2. Förderung der allgemeinen Landeskultur: Der durch die Talsperren zu erreichende Ausgleich im Wasserabfluß und die Erhöhung der Niederwasserführung der Bode wird gerade für das im Regenschatten des Harzes liegende ausgesprochene Trockengebiet der Bodeniederung von großem Vorteil sein, zumal hier eine hochentwickelte Landwirtschaft und Samenzüchterei betrieben werden.
3. Trink- und Brauchwasserversorgung des Harzvorlandes einschließlich der Stadt Magdeburg, die schon seit langem Schwierigkeiten in der Trinkwasserversorgung hat.
4. Wasserkraftgewinnung zur Erzeugung von Spitzenstrom.

Um Gewißheit über die Durchführbarkeit der vorgenannten Aufgaben zu erhalten, war es zunächst notwendig, neue eingehende Wasserwirtschaftspläne aufzustellen und die erforderliche Größe der Staubecken zu ermitteln. Weiterhin mußten die erforderlichen Ergänzungen und Änderungen des Entwurfes bearbeitet werden, um die für die jetzigen Verhältnisse zweckmäßigsten Ausführungen der Absperrbauwerke und sonstigen Anlagen zu finden. Ferner war die technische und wirtschaftliche Durchführung der Trinkwasserversorgung aus den Bodetalsperren sowie die günstigste Lösung für den Ausbau der Kraftanlagen und hierbei besonders die Vorschläge von Prof. Mattern, Berlin, die Talsperrenwerke mit Pumpspeicherwerken zu verbinden¹⁾, zu untersuchen. Schließlich waren noch vorläufige Verhandlungen über die Absatzmöglichkeit von Strom- und Trinkwasser zu führen und die gesamte Wirtschaftlichkeit des Unternehmens eingehend zu berechnen sowie überhaupt die Vorarbeiten so weit zu erledigen, daß

jederzeit an die Bauausführung des großen Werkes herangegangen werden kann.

Diese Untersuchungen sind jetzt dem Abschluß nahe und haben ergeben, daß die vorgenannten Aufgaben auch in den ungünstigsten Abflußzeiten erfüllt werden können und daß die Talsperren sehr erhebliche Vorteile auf den genannten Aufgabengebieten bringen. In wasserwirtschaftlicher Hinsicht sind die Bodetalsperren ganz besonders günstig, kann man doch mit ihnen die gesamte Wasserwirtschaft der Bode beherrschen und auch den vollen Hochwasserschutz gewährleisten. Selbst bei Fortfall der Trinkwasserabgabe an die Stadt Magdeburg, die bekanntlich bestrebt ist, ihr Trinkwasser zunächst auf andere Weise zu beschaffen und nach dem Ergebnis der Verhandlungen vorerst keinen Wert auf das Talsperrenwasser legt, kann die Ausführung empfohlen werden. Hierbei würde allerdings die Trinkwasserversorgung als Aufgabe der Bodetalsperren zunächst ausscheiden, denn die Versorgung der kleinen Gemeinden im Vorlande des Harzes allein kommt wegen der hohen Kosten der Fernleitung nicht in Frage. Kraftwirtschaftlich sind die Bodetalsperren ebenfalls sehr wertvoll, auf diesem Gebiete sind sie wohl die günstigsten der Harztalsperren. Allein aus dem natürlichen Zufluß, also ohne die später noch mögliche Pumpspeicherung, ist eine Erzeugung von durchschnittlich 66 Mill. kWh/Jahr zu erreichen, von denen 41 Mill. kWh als garantierter Winterspitzenstrom bei 900 Benutzungstunden, ferner 14 Mill. kWh als ebenfalls garantierter Sommerspitzenstrom und durchschnittlich 11 Mill. kWh als Überschuß-Tageslaufstrom, der in den abflußreicheren Jahren anfällt, abgegeben werden können. Von großer Bedeutung würden die Bodetalsperren auch besonders für die Beschäftigung von Erwerbslosen sein; bei 2,4 Mill. Gesamt-Tagewerken entfallen 1,7 Mill. Tagewerke auf Erwerbslose, so daß im Durchschnitt der vorgesehenen vier Baujahre 2400 Arbeiter und davon 1700 Erwerbslose Beschäftigung finden könnten, wozu noch die für die Herstellung der benötigten Baustoffe, Geräte, Maschinen usw. erforderlichen Arbeiter kommen. Die Ausführung der Talsperren würde also wesentlich zur Belegung des daniederliegenden Arbeits- und Baumarktes beitragen.

Vorbedingung für die Durchführung und Finanzierung des Unternehmens ist freilich, daß Staat und Provinz für die im öffentlichen Interesse liegenden Aufgaben des Hochwasserschutzes und der Förderung der allgemeinen Landeskultur Beihilfen geben, wie es z. B. bei den Westharztalsperren ebenfalls geschehen ist, und daß für den rentierlichen Teil der Baukosten billiges Geld zur Verfügung gestellt wird, wobei die Mittel der werteschaftenden Arbeitslosenfürsorge in erster Linie in Frage kommen dürften. Wenngleich die Erfüllung dieser Vorbedingung bei

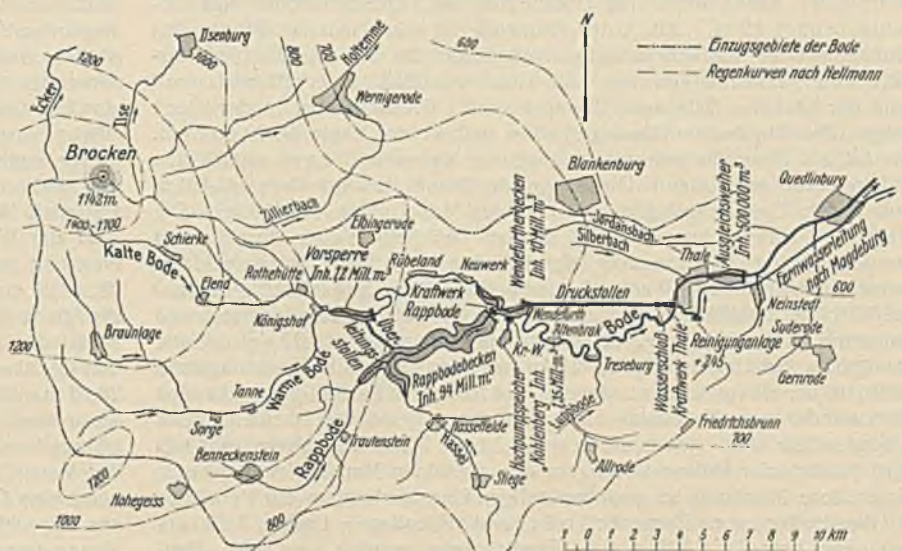


Abb. 1. Lageplan.

¹⁾ S. Mattern, Die Wasserkraftwirtschaft im neuen Deutschland, Ztbl. d. Bauv. 1928, S. 339 ff.

die Dichtigkeit der Betonmischungen, besonders auf der Wasserseite zu legen. Zur größeren Sicherheit ist eine Krümmung der Mauer mit 300 m Halbmesser vorgesehen. Eine andere Konstruktion als die massive Mauer dürfte bei der Höhe der Stauanlage sowie bei den vorliegenden örtlichen Verhältnissen des engbesiedelten Bodetales schon aus Sicherheitsgründen nicht in Frage kommen.

Für die Hochwasserentlastung ist wegen der Höhe der Mauer von einem Mauerüberfall Abstand genommen, es ist statt dessen auf der rechten Talseite ein Überfall mit anschließendem Hängkanal und Absturz des Wassers über den Steilhang in das Wendefurth Becken angeordnet. Die Hochwasserabführung während der Bauzeit geschieht durch die Maueröffnungen, in die später die Grundablaß- und Wasserkraftleitungsrohre zu liegen kommen.

Über die Sperrmauer wird die Staatsstraße von Rübeland nach Hasselfelde geführt, die jetzt etwa 2 km oberhalb bei Rotenstein das Rappbodeltal durchquert; eine Verlegung der Straße wird auf 4800 m Länge erforderlich. Außerdem sind 28 000 m Forstwege neu anzulegen. Eine Beseitigung von Siedlungen kommt hier wie überhaupt bei den Bodetalsperren nicht in Frage; das unter Wasser gesetzte Gelände besteht nur aus Wiesen und Wald.

Am Fuß der Sperrmauer ist das Kraftwerk Rappbode nebst Schaltanlage geplant mit einer Ausbauleistung von 8000 bzw. 10 000 kW. (Bei Doppelangabe der Ausbaugrößen für die Kraftanlagen gilt stets die erste Zahl für den Fall mit Trinkwasserabgabe und

die zweite für den Fall ohne Trinkwasserabgabe; im letzteren Falle wird die für Trinkwasser vorgesehene Wassermenge zur Winterspitzenstromerzeugung mit verwendet.) Das Kraftwerk erhält 1 Aggregat mit waagrechtachsigem Generator, der auf beiden Seiten durch je eine Turbine angetrieben wird. Durch diese Anordnung lassen sich die Schwankungen im Gefälle (80 bis 35 m) infolge des wechselnden Wasserstandes im Staubecken am zweckmäßigsten überwinden.

Um dem großen Staubecken im Rappbodeltal genügend Wassermengen zuzuleiten — die Hauptwassermengen bringen die Kalte und die Warme Bode aus dem Brockengebiet, während das Rappbodegebiet weniger niederschlagsreich ist —, ist in der Bode oberhalb Rübeland eine Vorsperre mit Überleitungstollen zum Rappbodeltal vorgesehen. Das Abschlußbauwerk der Vorsperre ist als massive Mauer von 13 m Höhe und 79,40 m Überfalllänge in Gußbeton oder plastischem Beton mit rund 14 000 m³ Mauermasse geplant und wird auf Porphyrgestein gegründet. Die das Tal durchquerende Forststraße wird durch eine Eisenbetonbrücke über das Wehr geführt. Der Stauinhalt der Vorsperre beträgt bei Höchststand auf + 423,3 NN rd. 1,2 Mill. m³, die hierbei überstaute Fläche von 31 ha reicht 2,5 km aufwärts bis an die Ortschaft Königshof. Eine gewisse Wassermenge ist dauernd an die Bode unterhalb der Vorsperre abzugeben, wozu ein Grundablaß mit Venturimeter vorgesehen ist. Die darüberliegenden Zuflüßmengen bis zu 77 m³/sek werden durch den Überleitungstollen zum Rappbodebecken geleitet. Der Stollen erhält einen wasserführenden Querschnitt von 15 m². Bei 1770 m Länge führt er größtenteils durch Grauwacke und Tonschiefer und wird mit Beton von i. M. 25 bis 30 cm Stärke ausgekleidet. Vor dem Einlauf ist ein Stollenwehr von 25 m Länge und am Anfang des Stollens eine Absperrvorrichtung vorgesehen.

Weiterhin ist die Wendefurth Sperre unmittelbar oberhalb der Ortschaft Wendefurth geplant mit einem Stauinhalt von 10 Mill. m³, bei dem der Wasserstand auf + 351,80 NN bis an die Diabassteinbrüche bei Neuwerk heranreicht und 48 ha Fläche bedeckt. Die Wendefurth Sperre dient in erster Linie als Hochwasserschutz- und Ausgleichbecken sowie als Absitz- und Vorklarbecken für das Trinkwasser. Als Abschlußbauwerk ist wiederum eine massive Betonmauer gewählt mit einer größten Höhe von 36,30 m, einer Kronenbreite von 5,60 m und einer Sohlbreite von 26,10 m. Die Mauerlänge ist in der Sohle 88 m und in der Krone 181 m, wozu noch die 85 m lange Brücke über die rechtseitige Hochwasserentlastung kommt. Die Mauer enthält 65 000 m³ Beton. Von einer Krümmung der Mauer ist abgesehen worden, da bei dem flachen rechtseitigen Talhang eine Gewölbewirkung nicht zu erwarten ist. Der Baugrund besteht aus Tonschiefer. Es war auch in Erwägung gezogen worden, statt der Mauer einen Erdamm zu errichten, jedoch ist brauchbares Dammschüttmaterial in genügender Menge und in erreichbarer Nähe nicht vorhanden.

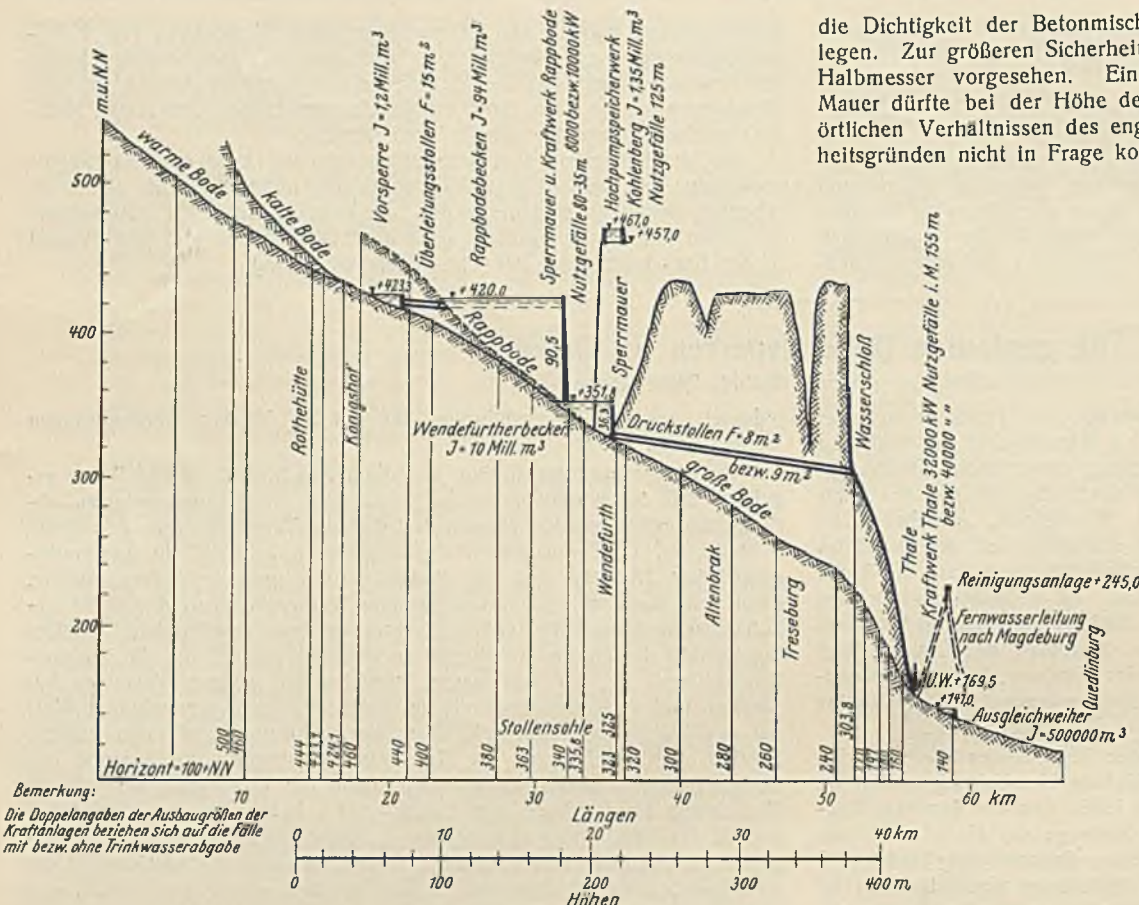


Abb. 2. Höhenplan.

der augenblicklichen Wirtschafts- und Finanzlage und bei den für langfristige Anleihen immer noch sehr hohen Zinsendienst zur Zeit fraglich erscheint, wird es doch von Interesse sein, etwas Näheres über die geplanten Bauanlagen dieses großen Unternehmens, dessen Kosten zu rd. 50 Mill. RM veranschlagt sind, zu erfahren.

Geplante Bauanlagen.

(Siehe Abb. 1, Lageplan, und Abb. 2, Höhenplan.)

Die Gelegenheit zur Errichtung eines großen Staubeckens, wie es für die obengenannten verschiedenen Aufgaben ohne deren gegenseitige Störung erforderlich ist, ist im Tale der Bode selbst wegen der ausgedehnten Besiedlung nicht vorhanden, wohl aber ist sie im Tale der Rappbode, einem rechten Nebenfluß der Bode, der bei Benneckenstein entspringt, verhältnismäßig günstig. Hier ist daher etwa 400 m oberhalb der Mündung der Rappbode in die Bode die Rappbode-Staumauer geplant, hinter der ein Stauraum von 94 Mill. m³ geschaffen werden kann. Der Stauspiegel in Höhe des Hochwasserüberlaufes liegt auf + 420 NN und überstaute eine Fläche von 346 ha auf rd. 10 km Bachlänge. Die Untergrundverhältnisse sind günstig, im Rappbodeltal sind in der Hauptsache devonische Schiefer und Diabas vorhanden, an der Baustelle selbst steht guter Bandschiefer des Oberdevons an. Die Stauhöhe über Talsohle beträgt 82 m. Als Absperrbauwerk ist eine massive Mauer aus Gußbeton oder plastischem Beton vorgesehen, die bei einer Einbindungstiefe unter Talsohle von 7 m eine Höhe von 90,50 m erhält und somit eine der höchsten Talsperren Europas wird. Die Mauer ist in der Krone wegen der Straßenüberführung 8,50 m und in der Sohle 66,90 m breit. Sie ist als Grunddreieck mit aufgesetzter Krone und zwei angesetzten Fußdreiecken entworfen. Die Länge der Mauer beträgt oben rd. 450 m und in der Gründungssohle rd. 60 m, der Mauerinhalt 455 000 m³. Die statischen Untersuchungen sind in der üblichen Weise durchgeführt worden, wobei angenommen ist, daß der Unterdruck in Dreieckform wassersseitig gleich dem Wasserstande bis Mauerkrone und luftseitig gleich 0 auf 30% der Sohlfläche wirkt. Die größte Normalspannung für Beton und Baugrund ist zu 18 kg/cm², die größte Hauptspannung zu 27 kg/cm² und die größte Schubspannung zu 13 kg/cm² ermittelt. Die Zuschlagstoffe sollen in der Hauptsache aus dem in der Nähe der Baustelle anstehenden Diabas oder aus Kalksteinen von Rübeland gewonnen werden. Das Betongewicht stellt sich hierbei auf 2,3 t/m³. Das Mischungsverhältnis wird je nach der Beanspruchung in den einzelnen Mauerteilen abgestuft; als mittlere Mischung ist nach vorläufigen Untersuchungen ein Verhältnis in Raumteilen von Zement : Traß : Sand : Schotter = 1 : 0,4 : 3 : 7 angenommen worden. Genauere Ermittlungen werden vor der Bauausführung noch anzustellen sein. Größter Wert ist natürlich auch auf

Eine andere Bauart als die massive würde hinsichtlich der Höhenverhältnisse der Stauanlage hier vielleicht am Platze sein; aber in Rücksicht auf das Landschaftsbild und wegen der Sicherheit der unmittelbar unterhalb liegenden Ortschaften wird es sich nicht empfehlen, von der altbewährten massiven Bauweise der Sperrmauer abzugehen.

Die Hochwasserentlastung für 350 m³/sek geschieht über einen Mauerüberfall, über einen seitlichen Hangüberfall mit anschließender Kaskade und durch vier Grundablaßrohre von je 1,30 m ϕ . Während der Bauzeit ist das Hochwasser durch die frei bleibenden Grundablaßstollen zu leiten.

Im Wendefurth Becken wird in Rücksicht auf das Landschaftsbild und wegen der Trinkwasserentnahme ein eiserner Bestand von 2 Mill. m³ im Winter und 5 Mill. m³ im Sommer gehalten. Um die Naturschönheit des Bodetals zwischen Wendefurth und Thale nicht zu beeinträchtigen, wird in den Sommermonaten während der Hauptreisezeit ein Teil der aus der Sperre abzugebenden Wassermengen der freien Bode unterhalb Wendefurth durch ein kleines Kraftwerk am Fuße der Sperrmauer zugeleitet. Im übrigen wird das Wasser vom Wendefurth Becken durch einen Druckstollen mit Wasserschloß und anschließender Druckrohrleitung nach Thale geführt, wo das für norddeutsche Verhältnisse sehr beträchtliche Zusatzgefälle von i. M. 155 m ausgenutzt werden kann.

Der Druckstollen von 7075 m Länge erhält einen wasserführenden Querschnitt von 8 bzw. 9 m² und wird mit Beton von i. M. 25 bis 30 cm Stärke, nötigenfalls mit Eiseneinlagen ausgekleidet. Seine Höchstleistung beträgt 28 bzw. 36 m³/sek. Der Stollen liegt auf etwa 3,5 km im Tonschiefer, auf 0,4 km in Grauwacke, auf 1 km im Quarzit, auf 1,5 km im Diabas und auf 0,6 km im Hornfels an der Kontaktzone des Ramberggranits. Als Angriffspunkte können außer dem Ein- und Auslauf noch die Kreuzung mit der Straße Wienrode—Treseburg, wo der Stollen dicht unter Gelände liegt, sowie nötigenfalls zwei anzulegende Arbeitschächte dienen. Das Wasserschloß wird als Schacht- und Kammerschloß ausgebildet. Die Druckrohrleitung besteht aus zwei Rohren von je 2,10 bzw. 2,30 m ϕ und wird auf einem Rücken des Steilhanges nördlich der Roßtrappe verlegt, ihre Länge beträgt 335 m.

Das Kraftwerk Thale wird auf 32 000 bzw. 40 000 kW ausgebaut. Es erhält zwei Aggregate mit je einem waagrechtachsigen Generator, der auf beiden Seiten durch je eine Turbine angetrieben wird. Diese Anordnung ermöglicht eine günstige Anpassung an die jeweils geforderte Leistung. Neben dem Kraftwerk ist eine Freiluftschaltanlage geplant. Vom Kraftwerk zur Bode ist der 95 m lange Unterwassergraben mit einer Brücke für die Zufahrtstraße zum Bahnhof Bodetal neu anzulegen.

Wegen des im Kraftwerk Thale vorgesehenen Spitzenbetriebes ist ein Ausgleich im Wasserabfluß der Bode erforderlich. Der hierzu notwendige Ausgleichwehler von 500 000 m³ Nutzinhalt kann wegen der örtlichen Verhältnisse in der Nähe des Kraftwerkes leider nicht errichtet werden, sondern erst etwa 4 km Flußlänge unterhalb. Hier läßt sich durch ein Abschlußbauwerk in der Bode und einen anschließenden Damm auf dem südlichen Flußufer sowie durch entsprechende Abgrabungen von rd. 130 000 m³ ein Becken mit dem oben angegebenen Nutzinhalt schaffen, das nach Norden hin durch einen Berghang begrenzt ist. Die Mauerhöhe des Abschlußbauwerkes beträgt 8,50 m, außer einem massiven Überfall

von 40 m Breite und einer beweglichen Wehröffnung von 10 m Lichtweite ist ein Freilauf und ein Kraftwerk vorgesehen. Der Unterschied zwischen höchstem und tiefstem Betriebswasserstand beträgt 3,40 m.

Die Trinkwasserabgabe an die Stadt Magdeburg kommt, wie bereits oben erwähnt, zur Zeit allerdings nicht in Frage, sie wird jedoch späterhin sicherlich einmal von großer Bedeutung werden. Daher seien auch die hierfür erforderlichen Anlagen kurz geschildert. Die Entnahme des Trinkwassers ist aus dem Unterwasser des Kraftwerkes Thale wegen der dann sehr ungünstigen Gefällverhältnisse in der Fernleitung nicht möglich. Auch kann die erforderliche Reinigungsanlage wegen der Geländeverhältnisse auf dem linken Bodeufer nicht errichtet werden. Das Trinkwasser wird daher aus der Druckrohrleitung des Kraftwerkes Thale entnommen, durch eine besondere Turbine geführt und der auf einer Anhöhe des rechten Bodeufers südlich Thale geplanten Reinigungsanlage zugeleitet. Für die Reinigung ist Schnellfiltration, Belüftung, Entsäuerung und Chlorung vorgesehen. Von der Reinigungsanlage aus führt die 65 km lange Fernwasserleitung mit natürlichem Gefälle von 2,08‰ zum Hochbehälter bei Magdeburg. Bei einer angenommenen Wasserabgabe von 15 Mill. m³/Jahr ist hierfür ein Durchmesser von 750 mm oder bei geringer Spitzendeckung von 800 mm erforderlich. Der Anschluß der unterwegs liegenden Ortschaften macht keine Schwierigkeiten. Etwa in der Mitte der Fernleitung ist ein größerer Ausgleichbehälter geplant.

Schließlich sei noch das Hochpumpspeicherwerk Kohlenberg erwähnt, das bei späterem Bedarf errichtet werden kann. Als unteres Becken für die Pumpspeicherung dient die Wendefurth Sperre, während das obere Becken auf einer Hochfläche südwestlich Wendefurth etwa 125 m über dem gewöhnlichen Winterwasserstand des Wendefurth Beckens anzulegen ist. Der Beckeninhalt ist vorläufig zu 1,35 Mill. m³ bei 8 m Wassertiefe vorgesehen, was einem Energie-Inhalt von 365 000 kWh entspricht; er kann gegebenenfalls noch vergrößert werden. Das Becken lehnt sich zum Teil an den Kohlenberg und den Stemberg an und wird im übrigen durch Dämme eingefafßt. Die Sohle des Beckens liegt in gutem, undurchlässigem Tonschiefer, so daß eine besondere Dichtung nicht erforderlich wird. Das über dem festen Felsen liegende Verwitterungs- und Schuttmaterial ist für die Herstellung der Dämme gut geeignet; ob zur weiteren Dichtung ein Betonkern oder eine Betonböschung zu wählen ist, wird noch genauer zu untersuchen sein. Am Nordende des Hochbeckens ist ein Schieberhaus vorgesehen, von dem aus die Druckrohrleitung mit 330 m Länge über den Steilhang zum Wendefurth Becken führt, wo das Kraft- und Pumpwerk errichtet wird. Für dieses wie auch für das Kraftwerk Rappbode besteht ein gewisser Nachteil darin, daß der Wasserstand im Wendefurth Becken bei Auffüllung des Hochwasserschutzraumes bis zu 14 m über den gewöhnlichen Wasserstand steigen kann; bei der Ausbildung der Kraftwerke ist hierauf Rücksicht zu nehmen.

Vorstehende kurze Beschreibung der geplanten Bauanlagen für die Bodetalsperren dürfte ein Bild geben von der Bedeutung dieses großen Unternehmens. Gerade in der Vielseitigkeit der erfüllbaren Aufgaben der Bodetalsperren liegt deren besonderer Wert, und es ist zu hoffen, daß die wirtschaftlichen und geldlichen Verhältnisse sich recht bald so verbessern, daß an die Bauausführung dieses bedeutsamen Werkes herangegangen werden kann.

Auswechslung der eisernen Überbauten der Schwarzbachtalbrücke in Barmen.

Von Reichsbahnoberrat Leopold, Elberfeld.¹⁾

Im Anschluß an den Aufsatz des Herrn Geheimrat Dr. Schaper in der Bautechn. 1930, Heft 1, sollen zu der in Abb. 2 jenes Aufsatzes dargestellten Schwarzbachtalbrücke der Reichsbahndirektion Elberfeld noch einige Erläuterungen gegeben werden. Die neuen eisernen Überbauten dieser Brücke bieten an sich nichts Außergewöhnliches. Immerhin ist die Stützweite der Blechträger mit je 30,20 m bei 2,70 m Stehblechhöhe beachtenswert. Der nicht alltägliche Montagevorgang verdient aber, kurz beschrieben zu werden, vor allem wegen der großen Höhe, in der er sich abspielte, und wegen der Schwierigkeiten infolge der engen städtischen Bebauung in nächster Nähe der Baustelle.

Es handelt sich um die in Abb. 2 wiedergegebene Brücke, auf der die eingleisige Verbindungsbahn zwischen den Bahnhöfen Barmen-Rittershausen und Barmen-Wichlinghausen über das dazwischenliegende enge Tal hinüberführt. Das Bauwerk besteht aus drei gewölbten Steinbögen und im Anschluß daran aus weiteren drei Öffnungen, die mit Fischbauchträgern von je 30,15 m Stützweite überbrückt waren. Unter den beiden äußeren eisernen Überbauten führen städtische Straßen hindurch, der mittlere Überbau geht über Häuser hinweg. Zwischen die schweißeisernen Fachwerkträger der Überbauten (Baujahr 1889) wurde im Jahre 1910 noch je ein dritter Träger derselben Form als Verstärkung

eingezogen, wie aus Abb. 2 zu ersehen ist. Die neuen Überbauten sind Blechträger mit hochgezogenen Enden und für Lastenzug N berechnet (Baustoff St 48, Niete aus St Si).

Die Abb. 3 bis 5 zeigen die Auswechslung des Trägers für die mittlere Öffnung. Es handelte sich zunächst darum, die Auflagersteine aus Eisenbeton für den neuen Überbau herzustellen. Abb. 1 zeigt die Lage der drei alten und zwei neuen Auflagersteine (letztere punktiert) gegen den Pfeiler in der Gleisachse gesehen. Es wurden zunächst die in Abb. 1 schraffierten Mauerwerkskörper seitlich der alten Auflagersteine in ganzer Pfeilerstärke beseitigt. Die Flächen der ausgebrochenen Teile sind in Abb. 2 u. 3 am Auflager des letzten Überbaues zu erkennen. An Stelle der fortgenommenen Mauerwerkskörper wurden Stützwangen aus vorhandener Eisenkonstruktion montiert, die für den vorliegenden Zweck besonders zugerichtet wurde. Diese Stützwangen sind in Abb. 1 durch Kreuze angedeutet und auf den Abbildungen sichtbar. Sie erhielten als unteren Abschluß ein durchgehendes Blech, das auf dem Mauerwerk auflag und sorgfältig untergossen wurde. Um ein seitliches Kippen der Stützwangen zu vermeiden, waren sie an ihren Enden durch gittermastartige Stelzen verlängert, die auf den Langseiten der Pfeiler nach unten führten. Die Stelzen wiederum wurden durch zwei um die Pfeiler fassende waagerechte Verbände gehalten, die einen senkrechten Abstand von 4 m voneinander hatten. Durch Holzkeile, die zwischen die waagerechten Verbände und die Pfeilerflächen eingetrieben wurden, erhielt die Konstruktion einen unverrückbaren Halt. Es entstand dadurch zwischen Pfeiler

¹⁾ Nachdruck aus dem „Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens“ 1930, Heft 3, S. 51, mit einigen Änderungen.

und Hilfskonstruktion die gleiche Verbundwirkung wie zwischen einem Pyramidenstumpf und einem hutartig darüber gestülpten ähnlichen, hohlen Pyramidenstumpf. Die Flächen des Hohlpyramidenstumpfes sind hierbei durch die vier Stelzen mit ihren waagerechten Verbänden und dazwischenliegenden senkrechten Auskreuzungen ersetzt. Nachdem

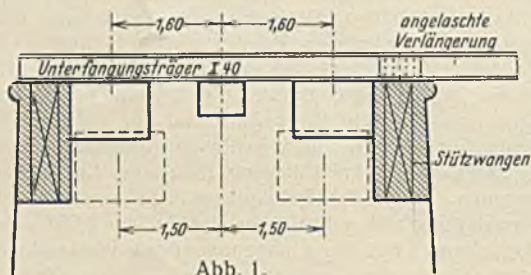


Abb. 1.

die Stützwangen fertig montiert waren, wurden die gußeisernen Lager des alten Überbaues entfernt, wodurch so viel Platz zwischen Oberkante der alten Auflagersteine und Unterkante der alten Konstruktion gewonnen wurde, daß die alten Überbauten mit zwei durchgeschobenen I 40 unterfangen werden konnten, die ihrerseits wieder auf den Stützwangen auflagen (s. Abb. 1). Zur Sicherheit wurden die Unterfangungsträger noch mit auf die alten Auflagersteine abgestützt. Um für die neuen, tiefer liegenden Auflagersteine Platz zu schaffen, wurden dann die alten Auflagersteine einzeln entlastet und beseitigt. Es war dies bei der großen Höhe und bei dem beschränkten Arbeitsraum eine sehr schwierige Arbeit. Sie ist von oben mit fliegenden Rüstungen ausgeführt worden, wobei die Besichtigungswagen der alten Überbauten gute Dienste leisteten. Bei jedem Überbau wurde jeweilig nur ein alter Stein beseitigt und durch den neuen, der fast genau unter ihm lag, ersetzt. Die aus schnellbindendem Zement hergestellten neuen Auflagersteine wurden nach Erhärtung sogleich wieder zur Abstützung der Unterfangungsträger mit herangezogen. Auf diese Weise war eine sehr große Sicherheit vorhanden bei der einstweiligen Auflagerung der alten Überbauten, über die ja der Betrieb während dieser ganzen Arbeiten ununterbrochen hinwegging. Die alten Steine konnten nicht im ganzen herausgebracht werden, sondern sie mußten in Stücke zerlegt und mit einem Flaschenzug nach unten befördert werden.

Für die eigentliche Montage der neuen Überbauten sind Portalcrane verwendet worden, wie aus den Abbildungen ohne weiteres ersichtlich. Das eine Bein des Portalcranes stand im Dreieckverband auf der einen Stützwange, das andere Bein mußte in voller Höhe nach unten geführt und hier jedesmal besonders fundiert werden, was möglich war, da auf der einen Längsseite der Brücke der erforderliche Platz für diese Fun-

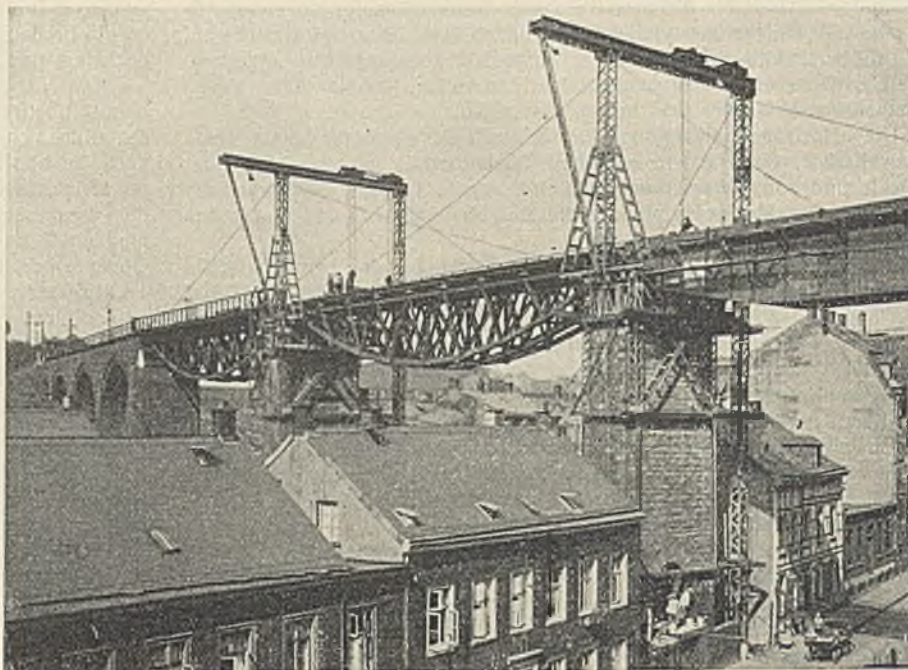


Abb. 2.

des Portalcranes, um die alten Überbauten seitlich ausfahren zu können (s. Abb. 1). Alles Weitere ergeben die Abbildungen. Abb. 3 zeigt den neuen, auf Bahnhof Wichlinghausen zusammengesetzten Überbau, der auf zwei besonderen normalspurigen Wagen mit einer Lokomotive auf den auszuwechselnden alten Überbau gefahren wird. In Abb. 4 sind Lokomotive und Beförderungswagen bereits entfernt, der neue Überbau hängt in den vier Flaschenzügen, die aus fünfteiligen Kloben bestanden, so daß jedes der zehn Seile eines jeden der vier Züge bei einem reinen Eisengewicht des Überbaues von 100 t rd. 2,5 t Last bekam. Gleichzeitig hat die Seitwärtsbewegung des alten, etwas hochgepumpten und auf Rollen gesetzten Überbaues begonnen, die mit besonderen Kabelwinden vorgenommen wurde. Vor dem Absenken des neuen Überbaues, das ebenfalls durch unten aufgestellte Kabelwinden von Hand geschah, mußten noch die einstweiligen Unterfangungsträger von ihren seitlichen Verlängerungen, auf denen jetzt der alte Überbau ruhte, abgelascht werden. Abb. 5 zeigt den abgesenkten neuen Überbau, endgültig in seinen Lagern liegend, dahinter den ausgefahrenen alten Überbau. Letzterer wurde am Tage darauf gehoben, mit Hilfe der Katzen seitlich verfahren, auf die Beförderungswagen gesetzt und fortgeschafft. Abb. 6 zeigt die Beendigung der Gesamtarbeit; der alte Träger der dritten Öffnung tritt seine letzte Fahrt zur Verschrottungsstelle auf Bahnhof Wichlinghausen an.

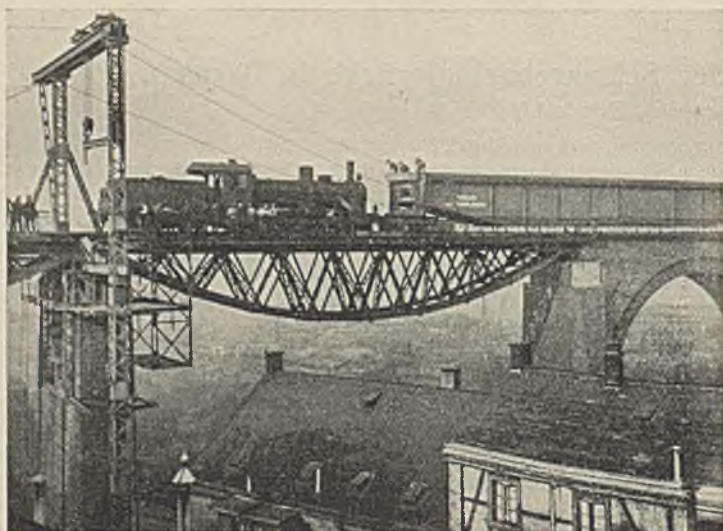


Abb. 3.

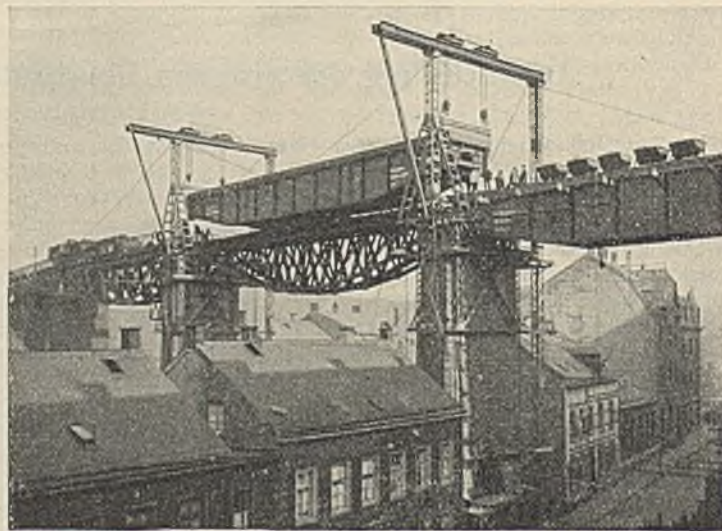


Abb. 4.

damente und die lange Portalstütze zur Verfügung stand. Die lange Stütze wurde mit den um die Pfeiler liegenden waagerechten Rahmen verbunden. Selbstverständlich waren die Portale noch durch Drahtseile gespannt. Die Katzen auf den Querträgern der Portalcrane liefen in einer Höhe von 32 m über Talsohle. Die Unterfangungsträger der alten Überbauten erhielten eine ausgelaschte Verlängerung bis zum langen Bein

Zu erwähnen bleibt noch, daß als Pause für die Auswechslung der einzelnen Überbauten jedesmal rd. 6½ Stunden zur Verfügung standen. Zwei Stunden hiervon waren für Gleisarbeiten nötig. Der erforderliche Steinschlag wurde mit Kipploren auf einem Schmalspurgleis herangeschafft, das zwischen den Schienen des Normalspurgleises verlegt war. Die Kipploren wurden gefüllt rechtzeitig zur Verwendung bereitgestellt, wie aus

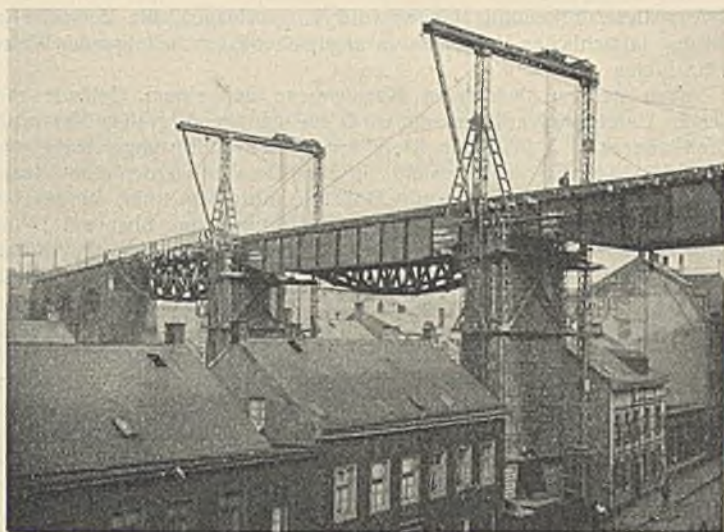


Abb. 5.

Abb. 4 ersichtlich. Das Schmalspurgleis wurde sofort nach dem Absenken der Eisenkonstruktion auf Holzklötzen über den Überbau vorgestreckt und der Steinschlag auf der Fahrbahn (Buckelplatten) bis Schwellenunterkante gleichmäßig verteilt, worauf das Normalspurgleis verlegt werden konnte. Bei der Auswechslung des ersten Überbaues ist die Zeit von $6\frac{1}{2}$ Stunden voll gebraucht worden, weil ein Stück aus dem alten Hauptträger am Auflager wegen eines im Wege stehenden Hauses herausgeschnitten werden mußte, um den Überbau seitlich weit genug ver-



Abb. 6.

schieben zu können. Die Auswechslung des zweiten Überbaues dauerte schon erheblich kürzere Zeit; beim dritten Überbau waren sämtliche Arbeiten in $4\frac{1}{2}$ Stunden erledigt. Die Maurerarbeiten sind von der Firma Wilhelm Müller, Elberfeld, ausgeführt worden. Die Herstellung der Eisenkonstruktion lag in den Händen der Brückenbauanstalt Dörnen in Dortmund, die auch die gesamte Montage vorbereitet und ausgeführt hat. Der beschränkte Raum erforderte ein gutes Zusammenarbeiten der genannten Firmen. Ohne jeden Unfall wurde die gesamte Arbeit beendet.

Die Wirksamkeit künstlich eingebrachter Tonschalen in Kanaldichtungstrecken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Niebuhr, Hannover.

Bei dem Bau neuer Kanäle ist im allgemeinen anzustreben, die Linie so zu führen, daß für die Belange der Landeskultur die Grundwasserhältnisse möglichst wenig gestört werden. Trotzdem läßt es sich bei der anderen für die Belange der Schifffahrt zu stellenden Forderung, die Gefällbrechpunkte im Kanal möglichst zusammenzufassen, oft nicht umgehen, daß zum Teil ausgedehnte Kanalstrecken erheblich über den natürlichen Grundwasserstand oder gar auf Dämme zu liegen kommen.

Derartige Kanalstrecken müssen, wenn sie nicht in wasserundurchlässigem Untergrund eingebettet werden können, besonders aber so weit sie auf Dämmen liegen, mit einer künstlich gedichteten Tonschale versehen werden. Die Tonschale bildet alsdann das möglichst dichte Gefäß zur Aufnahme des Wassers, während der Damm den Unterbau für die Schale darstellt, der selbst bei unvermutet größeren Sickerverlusten durch die Tonschale seine Standfähigkeit sicher bewahren soll.

Als Baustoff zur Schüttung von Dammstrecken wird daher, wenn irgend möglich, durchlässiger Sand oder Kies gewählt werden müssen, dessen Wasserdurchlässigkeit im Vergleich zu der der Tonschale jedenfalls sehr groß ist. Je durchlässiger diese Schüttung ist, um so schneller und unschädlicher werden die Sickerwässer aus der Tonschale nach unten abgeführt. Ist der Damm im übrigen auf undurchlässigem Untergrund gelagert, so muß durch kräftige Rigolen aus grobem Kies oder Schotter in Verbindung mit Dränsträngen beiderseitig am Dammfuß entlang dafür gesorgt werden, daß die auf dem undurchlässigen Untergrund seitlich austretenden Sickerwässer auf dem kürzesten Wege unschädlich in den nächsten Vorfluter abgeführt werden.

Ein besonderes Dränagesystem im Damm unmittelbar unter der Tondichtungsschale, das in Kies einzubetten ist, wird da empfohlen, wo der Damm notgedrungen aus wasserundurchlässigem Boden geschüttet werden muß. Bei Dämmen aus durchlässigem Sand und Kies ist diese Maßnahme nicht nötig. Bei dem im Zuge des Hohenzollernkanals liegenden 28 m hohen Ragöser Damm, der aus Sand und Kies geschüttet ist und trotzdem aus Gründen der Sicherheit eine solche Dränage erhalten hat, ist sie niemals in Tätigkeit getreten. Das Sickerwasser nimmt hier bei der vorzüglichen Durchlässigkeit der Dammschüttung seinen Weg senkrecht bis auf die Talsohle und fließt seitlich durch die Rigolen unschädlich in den Vorfluter ab.

Die Verwendung von Sand und Kies zu hohen Dammschüttungen hat noch den besonderen Vorteil, daß dem in Lagen von etwa 2 m Stärke geschütteten Boden durch größere, felderweise aufgepumpte Wassermengen von vornherein eine, dem gewachsenen Boden fast gleichkommende feste Lagerung erteilt werden kann, so daß ein immerhin nicht ganz ungefährliches Setzen des Dammes nach dem Füllen des Kanals, hervorgerufen durch die starke Belastung, wirksam verhindert

werden kann. Der auf diese Art geschüttete 28 m hohe Ragöser Damm hat sich nachträglich um kaum mehr als 1% gesetzt. Dieser Punkt ist für die Standsicherheit der Kanaldämme besonders wichtig, da in Verbindung mit dem Setzen des Dammes sehr leicht ein ungleich gefährlicheres seitliches Ausweichen der Leinpfaddämme eintreten und zur Bildung von Längsrissen in der Tondichtungsschale Veranlassung geben kann. Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß auch die Höhe der Tondichtungsschale in den seitlichen Leinpfaddämmen dem zu erwartenden Maß der Setzung des Dammes angepaßt sein muß.

Wo größere Wassermengen zur Verfügung stehen, wird sich in Zukunft die Anwendung des modernen Spülverfahrens empfehlen, das bei Verwendung von geeigneten Baustoffen von vornherein eine dem gewachsenen Boden gleichkommende Dichte der Dammschüttungen erzeugt. Es sei jedoch darauf hingewiesen, daß gerade hierbei die oben erwähnten Seitenrigolen von erhöhter Bedeutung sind.

Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Entwurfbearbeitung von Dichtungstrecken ist die Frage der zu wählenden Dicke der Tonschale, da die Gesamtkosten des Kanals hierdurch erheblich beeinflußt werden können. Die Dicke der Tonschale ist aber wiederum in hohem Maße abhängig von der Güte des Tones. Da der für Dichtungszwecke brauchbare Ton in den überwiegenden Fällen in Gruben mehr oder weniger abseits der Kanaldichtungstrecke gewonnen werden muß, so ist eine genauere Untersuchung des Baustoffes auf seine Brauchbarkeit durchaus notwendig, um einerseits die Sickerwasserverluste im Kanal mit ihren u. U. kostspieligen Nebenerscheinungen, wie Quellenbildungen und Verwässerungen im seitlich liegenden Gelände, nicht über ein tragbares Maß hinausgehen zu lassen, um andererseits aber die Kosten der Tondichtung möglichst einzuschränken. Obwohl gerade diese Fragen von einschneidender Bedeutung für die Gesamtkosten einer Dichtungstrecke sind, hat man sie bis jetzt mangels verlässlicher theoretischer Unterlagen wohl nur auf dem Wege mehr oder weniger ungenauer Versuche, die ohne Zusammenhang mit den tatsächlichen Querschnittsverhältnissen des Kanals gemacht wurden, zu lösen versucht.

Dieser Frage näherzukommen, dient die nachfolgende theoretische Untersuchung. Sie soll zeigen, wie die Versickerung in einer beliebig ausgebildeten Tonschale einer Kanaldichtungstrecke an Hand eines mit verhältnismäßig einfachen Mitteln angestellten Versuches berechnet werden kann.

Es soll dabei zunächst vorausgesetzt werden, daß die mit Wasser gefüllte Tonschale völlig außerhalb des Grundwassers liegt. Weiter wird vorausgesetzt, daß die Schichten unterhalb der Tonschale völlig wasserundurchlässig sind, daß demnach die Geschwindigkeit der Versickerung im Untergrund gegenüber der durch die Tonschale erheblich ist, so daß jedenfalls unterhalb der Tonschale keine Anreicherung des Bodens mit

Wasser, die zum Eintauchen der Tonschale und zum unmittelbaren seitlichen Abfluß des Wassers führen könnte, stattfindet. Unter dieser Voraussetzung ist mit einem Gegendruck des Wassers von unten nicht zu rechnen. Der Fall, daß die Tonschale in das Grundwasser eintaucht, der Kanalwasserspiegel jedoch noch über dem des Grundwassers liegt, soll unten besonders betrachtet werden.

Den ersten Anstoß zu diesen Untersuchungen gaben die nach der erstmaligen Füllung des Hohenzollernkanals im Jahre 1913 auf der etwa 20 km langen Dichtungstrecke oberhalb der Schleusentreppe Niederfinow anfänglich auftretenden bedeutenden Sickerverluste, die zwischen den herabgelassenen Sicherheitstoren mit ziemlicher Genauigkeit gemessen werden konnten, und die in Vergleich zu den gemessenen Verlusten in einem mit Ton ausgedichteten, runden Versuchsbecken zu setzen waren. Es galt demnach, die Versickerungsergebnisse des nicht gerade zweckmäßig gewählten runden Beckens mit denen im gefüllten Kanal in Beziehung zu bringen. Dies war nur durch Anwendung des nachfolgend näher gekennzeichneten Durchlässigkeitsbeiwertes φ möglich.

Bei der überaus geringen Geschwindigkeit, mit der das Wasser durch die Tondichtung hindurch versickert, kann nach dem Filtergesetz die Versickerungsgeschwindigkeit und damit die Sickerwassermenge proportional der vorhandenen Wasserdruckhöhe und umgekehrt proportional der Dicke der Tonschicht gesetzt werden. Ist:

f in m^2 die zu betrachtende Flächengröße der Tonschicht,
 h in m die über der Fläche vorhandene Wasserdruckhöhe,
 d in m die Dicke der Tondichtungsschicht,
 q in $\frac{m^3}{\text{Zeiteinheit}}$, die durch die Fläche f bei einer Druckhöhe h und Dicke der Tonschicht d in der Zeiteinheit versickernde Wassermenge,

dann ist entsprechend dem Filtergesetze:

$$(1) \quad q = \varphi f \cdot \frac{h}{d}$$

Für $f = h = d = 1$ wird

$$(2) \quad q = \varphi$$

Der Beiwert φ hat die Dimension $\frac{m}{\text{Zeiteinheit}}$ und stellt demnach diejenige Wassermenge dar, die durch die Flächeneinheit bei einer Wasserdruckhöhe 1 m und einer Dicke der Tonschale von 1 m in der Zeiteinheit versickert, und damit bedeutet er zugleich die Versickerungsgeschwindigkeit. φ ist abhängig von der Zusammensetzung des zur Dichtung zu verwendenden Tones und seiner Bearbeitung. Er ist ein Maß für die Durchlässigkeit des Tones. Unter allen für die Dichtung einer Kanalstrecke greifbaren Tonen ist wirtschaftlich der zu wählen, dessen Durchlässigkeitsbeiwert φ am kleinsten ist.

Die Ermittlung dieses Beiwertes φ vor der Inangriffnahme einer Dichtungstrecke ist demnach außerordentlich wichtig. Mit seiner Hilfe kann theoretisch die Dicke der Tonschale ermittelt werden, wenn eine bestimmte, festgesetzte Sickerverlustmenge für beispielsweise 1 km Kanalänge nicht überschritten werden soll.

Der Verfasser hat versucht, die Gültigkeit des Filtergesetzes und gleichzeitig die Durchlässigkeit φ für bestimmte Tonsorten in folgender Weise zu ermitteln. Der Ton wurde in verzinkte eiserne Röhren von 20 cm Durchm. in verschiedenen Stärken eingestampft. Oben und unten erhielt die Tonschicht Lagen von durchlässigem Sand. Die Röhren wurden oben und unten abgeschlossen. Der Raum oberhalb der Tonschicht konnte unter Wasserdruck von gewollter Höhe mit Hilfe eines Druckminderungsventils unter Anschluß an die Wasserleitung gesetzt werden. Die Sickerwassermenge wurde unten in geeichten Meßgläsern aufgefangen, so daß die in einem bestimmten Zeitabschnitt anfallende Sickerwassermenge unmittelbar gemessen werden konnte. Daraus war die Durchlässigkeit φ zu berechnen.

Im Laufe der Versuche stellte sich jedoch heraus, daß die gemessenen Wassermengen in hohem Maße von der Temperatur des Meßraumes abhängen, im übrigen aber auch Unregelmäßigkeiten ausgesetzt waren, die schließlich zu keinem für den praktischen Gebrauch nutzbaren Ergebnis führten. Es wurde erkannt, daß ein wesentlicher Teil des zur Versickerung kommenden Wassers die glatte Rohrwandung zum Abfluß benutzt. Insbesondere nahm die Sickerwassermenge in unverhältnismäßig hohem Maße mit Temperatursteigerungen im Versuchsraum zu, die wohl nur zum geringen Teil durch die Abnahme der Viskosität des Wassers, im wesentlichen aber darauf zurückzuführen war, daß die Ausdehnung des eisernen Rohres die des Tonkerns bei weitem überwog, das Rohr sich demnach vom Tonkern abhob, so daß sich an der Innenwand ein Ringkanal bildete, der dem Sickerwasser einen unverhältnismäßig geringen Widerstand bot. Die Versuche führten aus diesem Grunde zu keinem für den Nachweis der Gültigkeit des Filtergesetzes und für die Ermittlung der Durchlässigkeitsziffer φ brauchbaren Ergebnis und wurden abgebrochen. Sie können jedoch brauchbare relative Vergleichswerte schaffen, wenn es sich darum handelt, einen Ton, dessen Gebrauchsfähigkeit bekannt ist, mit Tonen, die für Dichtungszwecke in Frage kommen, zu vergleichen.

Aus dieser Erkenntnis heraus wird vorgeschlagen, die Versuche in mehr den tatsächlichen Verhältnissen angepaßter Form in folgender Weise durchzuführen.

Neben der zu dichtenden Kanalstrecke auf einem Gelände mit gleichen Untergrundverhältnissen wird ein genügend großes Versuchsbecken von etwa 3 bis 3,5 m Tiefe mit einer Tondichtungsschicht von etwa 30 bis 40 cm Stärke hergestellt. In dieses Becken werden eine Anzahl Holzkasten ohne Boden, die mit Zinkblech ausgelegt sind, so gesetzt, das sie unten die Tondichtung nahezu durchdringen und oben um 15 bis 20 cm aus dem Wasser herausragen. Diese Kästen dienen der eigentlichen Messung der Wasserspiegelabsenkungen infolge der Versickerungen durch die Tonschicht. Die zweckmäßig quadratisch auszubildenden Kästen erhalten eine Grundfläche von etwa $1,5 \times 1,5 m^2$. Soweit die Kästen unten in der Tonschicht stehen, bleiben die Flächen rau und ohne Zinkblechverkleidung, um Wasserverluste längs der Wandung zu vermeiden.

Das Becken und die Kästen werden in gleicher Höhe mit Wasser gefüllt. Auf diese Weise sind die Verhältnisse in den Kästen denen in dem Versuchsbecken vollständig angepaßt. Da neben den Versickerungen auch die Verdunstungsmengen in Betracht gezogen werden müssen, erhält das Versuchsbecken außerdem eine Verdunstungsmeßanlage, wie sie von der Landesanstalt für Gewässerkunde in bewährter Form wiederholt aufgestellt ist. Die Absenkungen in diesem Verdunstungsmeßbecken und in den Kästen werden in gleicher Weise mit Hilfe einer Mikrometerschraubeneinrichtung auf etwa 0,1 mm genau in bestimmten Zeitspannen gemessen. Der Unterschied zwischen den gemessenen Versickerungshöhen in den Kästen und in dem Verdunstungsbecken ergibt die tatsächliche Versickerungshöhe. Durch die vorgeschlagene Anordnung wird der Einfluß der Temperatur vollständig ausgeschaltet. Die Kästen werden genau die gleichen Sickerungsverluste aufweisen, wie die des Versuchsbeckens.

Aus der so durch Versuch ermittelten tatsächlichen Versickerungshöhe läßt sich die Durchlässigkeit φ des Tones in folgender Weise berechnen (Abb. 1). Der Wasserspiegel in dem Kasten sei abzüglich der Verdunstungshöhe in der Beobachtungszeit t infolge der reinen Versickerung von h_1 auf h_2 abgesunken. Bei einem beliebigen Wasserstand y versickert nach Gl. 1 in der unendlich kleinen Zeit dt die Wassermenge:

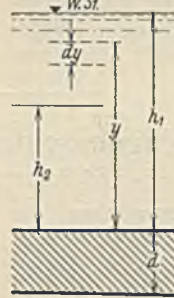


Abb. 1.

$$(3) \quad dQ = q dt = \varphi f \cdot \frac{y}{d} \cdot dt$$

Nun gilt die Raumgleichung:

$$(4) \quad dQ = q dt = -f dy$$

(dy ist negativ zu setzen, da der Wert y mit der Zeit kleiner wird) demnach:

$$(5) \quad -f dy = \varphi f \cdot \frac{y}{d} \cdot dt$$

daraus:

$$(6) \quad dt = -\frac{d}{\varphi} \cdot \frac{dy}{y}$$

$$(7) \quad t = -\frac{d}{\varphi} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dy}{y} = +\frac{d}{\varphi} \int_{h_2}^{h_1} \frac{dy}{y}$$

$$(8) \quad t = \frac{d}{\varphi} \cdot \ln \cdot \frac{h_1}{h_2}$$

Setzt man, da $h_1 > h_2$ ist,

$$(9) \quad \frac{h_1}{h_2} = 1 + x \text{ mit } x < 1,$$

so erhält man mit Hilfe der Reihenentwicklung:

$$(10) \quad \ln \cdot \frac{h_1}{h_2} = \ln(1+x) = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} - + \dots$$

oder in anbeacht der Kleinheit des Wertes x genau genug:

$$(11) \quad \ln(1+x) = x - \frac{x^2}{2} = x \left(1 - \frac{x}{2}\right)$$

Daher Gl. 8:

$$(12) \quad t = \frac{d}{\varphi} \cdot x \left(1 - \frac{x}{2}\right)$$

Da durch den oben beschriebenen Versuch die Werte t , h_1 und h_2 bei gegebener Dicke d der Tonschicht ermittelt werden können, ist aus Gl. 12 die Durchlässigkeitsziffer φ zu bestimmen:

$$(13) \quad \varphi = \frac{d}{t} \cdot x \left(1 - \frac{x}{2}\right)$$

Bei der Nutzenanwendung des so ermittelten Wertes φ auf die im eigentlichen Kanalprofil zu erwartenden Sickerwasserverluste ist zu beachten, daß die Tonschale im Kanal im Querschnitt aus waagerechten und geneigten Teilstücken zusammengesetzt ist, die Wasserdruckhöhe sich demnach gesetzmäßig mit den Neigungsverhältnissen der Tonschale ändert.

Wird in folgendem ganz allgemein die Rechnung für ein Kanalprofil von der Tiefe 1 durchgeführt, so ist zunächst für eine waagerechte Fläche

im Profil bei einer Breite b und Wassertiefe h der Sickerwasserverlust dieser Fläche in der Zeiteinheit nach Gl. 1):

$$(14) \quad q = \varphi \cdot b \cdot \frac{h}{d}$$

Für den geneigten Teil der Dichtungsschale mit der Neigung $1:n$ ist der Sickerwasserverlust in folgender Weise zu ermitteln. Es ist zunächst klar, daß die Versickerung durch die Tonschicht stets den kürzesten Weg, entsprechend dem Weg des kleinsten Zwanges, also senkrecht zu ihr wählt. Nach den Bezeichnungen von Abb. 2 ist demnach bei einer beliebigen Wassertiefe y die durch eine unendlich kleine Fläche df der Tonschale in der Zeiteinheit versickernde Wassermenge:

$$(15) \quad dq = \varphi df \cdot \frac{y}{d}$$

Hierin ist für 1 m Kanallänge:

$$(16) \quad df = 1 \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

Nun ist:

$$(17) \quad dx = n dy,$$

daher:

$$(18) \quad df = dy \sqrt{1 + n^2}$$

Dies wird in Gl. 15 eingesetzt:

$$(19) \quad dq = \frac{\varphi}{d} \sqrt{1 + n^2} y dy$$

Demnach:

$$(20) \quad q = \frac{\varphi}{d} \sqrt{1 + n^2} \int_{h_1}^{h_2} y dy$$

$$(21) \quad q = \frac{\varphi}{d} \sqrt{1 + n^2} \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{2}$$

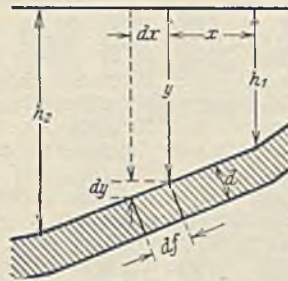


Abb. 2.

Oben wurde bereits der Sonderfall erwähnt, daß der Kanalquerschnitt zwar in das Grundwasser eintaucht, der Kanalwasserspiegel aber noch über dem des Grundwassers liegt, so daß Wasserverluste im Kanal auftreten müssen, wenn keine Dichtung eingebaut wird. In diesem Falle kann die Versickerung oberhalb des Grundwasserspiegels an Hand der Gl. 21 ermittelt werden. Für den unterhalb des Grundwasserspiegels liegenden Teil der Tondichtung ist als Wasserdruck gleichmäßig der konstante Wert h_0 , der Unterschied zwischen dem Wasserspiegel des Kanals und dem des Grundwassers in die Gl. 1, einzusetzen:

$$(22) \quad q_0 = \varphi \cdot \frac{h_0}{d} \cdot u$$

Mit Rücksicht darauf, daß die Sickerverluste den Weg senkrecht durch die Tonschale nehmen, bedeutet der Wert u den inneren Umfang des Teiles der Tondichtungsschale, der innerhalb des Grundwassers liegt.

Die Herstellung einer Tondichtungsschale im Bereich des Grundwassers ist äußerst schwierig und wohl nur dann möglich und zweckmäßig, wenn sie unter Zuhilfenahme einer Grundwasserabsenkung ausgeführt werden kann. Diese Bauweise ist aber auch nur dann von Erfolg, wenn diese Absenkung bis zur Füllung des Kanals fortgesetzt und gleichmäßig mit der Füllung bis zur ursprünglichen Höhe des Grundwasserspiegels beendet wird. Auf alle Fälle muß vermieden werden, daß die fertige Tonschale Unterdruck erhält. Ein Außersten würde die Folge sein.

In Einzelfällen kann eine natürliche Grundwasserabsenkung dort erreicht werden, wo ein verhältnismäßig steiler Abfall des Grundwassers längs der Kanallinie nach einem tiefer liegenden Vorfluter vorhanden ist. Hier wird eine Absenkung durch Einbau von Fangleitungen zu beiden Seiten des Kanals, die in einen den Kanal kreuzenden Vorfluter einmünden, erzielt werden können. Nach der Füllung des Kanals dienen diese Fangleitungen dann zur Aufnahme und unschädlichen Abführung des Sickerwassers. Sie schützen damit die angrenzenden Ländereien gegen Verwässerungsschäden. Diese Sickerwasserfangleitungen werden zweckmäßig aus im oberen Teil geschlitzten, glasierten Tonröhren mit Schotter- und Kiesumhüllung hergestellt und erhalten in Abständen von etwa 60 m Schächte, in die Schütztafeln eingesetzt werden, um das um das Sickerwasser vermehrte Grundwasser durch Anstau in einer für die angrenzenden Ländereien zweckdienlichen Höhe halten zu können. In unmittelbarem Anschluß an diese Schächte muß in diesem Falle die Rohrleitung zur Unterstützung der Stauwirkung ohne Schlitze in Tonabdichtung verlegt werden.

In den meisten Fällen wird allerdings das immerhin schwierige, kostspielige und oft auch undurchführbare Einbringen der Tondichtungsschale im unteren Teil des Kanalquerschnittes durch Einschlämmen von Ton nach der Füllung ersetzt werden müssen. Die außerhalb des Grundwassers liegenden Teile der Böschung erhalten selbstverständlich auch in diesem Falle eine eingewalzte Tondichtung.

Die Gl. 14, 21 und 22 geben die Handhabe, bei einer aus Waagerechten und Schrägen zusammengesetzten Dichtungsschale die Sickerwassermenge für 1 m bzw. 1 km Kanallänge theoretisch zu berechnen, wenn der Wert φ , die Dichtigkeitsziffer des zu verwendenden Tones, vorher auf Grund von Versuchen nach Gl. 13 ermittelt wurde. Umgekehrt läßt sich aber auch bei der Entwurfsaufstellung die Dicke der Tonschale berechnen, wenn ein bestimmter Sickerwasserverlust auf 1 km Kanallänge

nicht überschritten werden soll. In diesem Falle müssen die oben beschriebenen Versuche rechtzeitig bei der Aufstellung des Vorentwurfes durchgeführt werden. Die Versuche zur Ermittlung der Dichtigkeitsziffer φ nach Gl. 13 in Verbindung mit der Berechnung der Durchlässigkeit des gegebenen Kanalquerschnittes nach Gl. 14 und 21 sind demnach geeignet, sich bei Aufstellung des Entwurfs einer Dichtungstrecke Klarheit über die zu treffenden Sicherheitsmaßnahmen und über deren Kosten zu verschaffen.

Es bleibt übrig, noch etwas näher auf den Vorgang der Versickerung durch die Tonschale einzugehen, um daraus Schlüsse auf die Durchführung der Versickerungsversuche zu ziehen.

Wohl in den meisten Fällen ist bei der erstmaligen Füllung von ausgedehnten Tondichtungstrecken die etwas unbehagliche Beobachtung gemacht worden, daß die Sickerwasserverluste zunächst erheblich das Maß des Vorgesehenen überschritten. Diese Verluste verminderten sich jedoch innerhalb kurzer Zeit sehr schnell, um sich dann langsamer abnehmend asymptotisch nach Verlauf von Jahren einem Kleinstwert zu nähern.

Dies Verhalten ist darauf zurückzuführen, daß die erdfeucht eingewalzte Tonschale, wenn auch mit einer Überdeckungsschicht bedeckt, bis zur endgültigen Auffüllung des Kanals mehr oder weniger lange im Trockenen liegen bleiben muß. Dadurch entstehen Schwindrisse in der Tonschale, die nach der Füllung des Kanals infolge des Aufquellens des Tones, oder beschleunigt durch das Einschlämmen von Tonteilchen verschwinden können. In diesem Sinne ist seinerzeit beim Bau der 20 km langen Dichtungstrecke des Hohenzollernkanals die Vorsicht begangen, die eingewalzte Dichtungsschicht vor dem Überdecken mit der Kiesschutzschicht mit einer etwa 5 cm starken Lage krümligen trockenen losen Tones zu bedecken. Dieser Ton, bestehend aus am Mäckersee gewonnenen Geschiebemergel, zeigte das günstige Verhalten, im trockenen Zustande sehr schnell im Wasser auseinander zu fallen. In Nutzenwendung auf die Tondichtungsschale füllte danach der trockene krümelige Ton beim Zerfall im Wasser die Schwindrisse sehr schnell aus, unterstützt durch die höhere Sickerungsgeschwindigkeit des Wassers in den Schwindrissen.

Der Erfolg am Hohenzollernkanal war dementsprechend überraschend. Da der Kanal längere Zeit außer Betrieb war, konnten die Sickerwasserverluste bequem zwischen den geschlossenen Sicherheitstoren festgestellt werden. Bei dem Beginn der Füllung wurden Sickerverluste von $90 \frac{1}{\text{sek} \cdot \text{km}}$ beobachtet. Diese gingen sehr schnell auf $28 \frac{1}{\text{sek} \cdot \text{km}}$ zurück.

Im Januar 1914 betrug sie $13,2 \frac{1}{\text{sek} \cdot \text{km}}$, im Januar 1915 $7,0 \frac{1}{\text{sek} \cdot \text{km}}$, im Januar 1917 nur noch $4,3 \frac{1}{\text{sek} \cdot \text{km}}$ und stehen damit erheblich unter dem seinerzeit erwarteten Maß von $8 - 9 \frac{1}{\text{sek} \cdot \text{km}}$.

Dieser Vorgang der zeitlichen Abnahme der Sickerverluste wird sich auch bei den Versuchen zur Bestimmung der Durchlässigkeitsziffer zeigen. Im allgemeinen wird jedoch angenommen werden können, daß hierbei der Wert φ von vornherein kleiner als im Kanalbett sein wird, da ja die Möglichkeit vorliegt, das Versuchsbecken unmittelbar anschließend an das Einwalzen der Tonschale unter Wasser zu setzen. Wenn demnach auch anfänglich das eigentliche Kanalbett erheblich größere Wasserverluste als das Versuchsbecken zeigen wird, so ist doch mit Bestimmtheit zu erwarten, daß der asymptotische Grenzwert in beiden Fällen gleich sein wird. Es wird daher nötig sein, die Versuche über eine gewisse Zeitspanne auszudehnen und die jeweilig ermittelten Werte φ in Abhängigkeit von der Zeit graphisch aufzutragen. Dabei wird sich dann herausstellen, daß φ sich einem asymptotischen Grenzwerte nähert. Von dem Verlauf der aufgetragenen Kurve hängt die Dauer des Versuches ab. Zweckmäßig wird es sein, in dem Versuchsbecken mehrere Kasten aufzustellen, um Mittelwerte zu erhalten, dann aber auch um den Verdichtungsvorgang in einem der Kasten durch Einschlämmen von Ton beschleunigen zu können. Zu empfehlen ist auch, einen Kasten mit der Überdeckungsschicht herzurichten.

Werden die Versuche in dieser Weise durchgeführt und wird aus ihnen die Durchlässigkeitsziffer φ ermittelt, so ist es leicht, mit Hilfe der Gl. 16, 23 und 24 Rückschlüsse auf die endgültig zu wählende Tondichtungsschale des Kanals zu machen.

Die Ermittlung der Sickerwasserverluste nach der Inbetriebnahme eines Kanals ist in den meisten Fällen kaum möglich. Wird das oben beschriebene Versuchsbecken auch nach der Füllung des Kanals weiter beobachtet, so werden aus den in dem Becken ermittelten Durchlässigkeitsziffern φ im Laufe der Jahre wichtige Rückschlüsse auf den Dichtkeitszustand des Kanals gemacht werden können.

Bei der Entwurfsbearbeitung einer Dammstrecke mit Dichtungsschale erscheint es zunächst im Hinblick auf die Ersparung von Schüttmassen angebracht, den Kanalquerschnitt zu vertiefen. Durch die tiefere Lage der Sohle wird außerdem der Angriff der Schiffschraube auf die über dem Ton ruhende Kiesschutzschicht vermindert. Demgegenüber zeigt jedoch ein Blick auf die Gl. 1, daß bei einem höchstzulässigen Sickerwasserverlust mit zunehmender Tiefe des Kanals auch die Stärke der Tonschale zunehmen muß. Die kaum ins Gewicht fallenden Ersparnisse

an Schuttböden werden demnach bald durch die größere Kosten verursachende Verstärkung der Fondichtung aufgewogen. Bei Abwägung dieser Umstände wird es zweckmäßig sein, das Kanalprofil auf Dammstrecken in der Mitte bis zu 1 m zu vertiefen. Die damit notwendige Verstärkung der Tonschale ist schon aus Gründen der Standsicherheit des Dammes erforderlich, da mit der Möglichkeit des Setzens und des seitlichen Ausweichens der Leinwanddämme gerechnet werden muß, wodurch die zwar plastische, aber wenig elastische Tonschale u. U. Risse erhalten könnte. Diese Risse werden sich um so leichter wieder zu schließen, je dicker die Tonschale ist.

Der Bau von Dichtung- und Dammstrecken im Zuge von Kanälen

erfordert die eingehende Untersuchung und Kenntnis der zur Verfügung stehenden Schütt- und Dichtungstoffe. Diese sind mit besonderer Sorgfalt und unter Beachtung der ihnen eigentümlichen Eigenschaften einzubauen. Ist dies geschehen, so liegt kein Grund vor, die Standsicherheit von Dichtungstrecken und der in ihrem Zuge liegenden Dämme geringer einzuschätzen, als die anderer Ingenieurbauwerke. Es ist im Gegenteil zu erwarten, daß mit zunehmendem Alter die Dichtigkeit der Tonschale und damit die Standsicherheit der Dämme wächst. Die in den letzten Jahrzehnten ausgeführten Kanalbauten mit Dichtungstrecken von zum Teil großer Länge und mit Dämmen von erheblicher Höhe bestätigen dies.

Vermischtes.

Die neuen preußischen Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten sind in unserer Beilage „Der Stahlbau“, Heft 21 vom 2. 10. 1930, veröffentlicht, und zwar in einem Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. A. Mühlstein, der darin zugleich einzelne Punkte der Vorschriften vergleicht und kritisch hervorhebt. Bei der Wichtigkeit der neuen „Schweißvorschriften“ machen wir unsere Leser auf dieses Stahlbauheft besonders aufmerksam.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton. Der unter dieser Überschrift in der Bautechn. 1930, Heft 23, S. 342 veröffentlichte Aufsatz von Reichsbahnrat Vogeler mit anschließender Äußerung von Regierungs- und Baurat Dr. Ing. Ostendorf bezieht sich im wesentlichen auf meinen ebenso betitelten Aufsatz in der Bautechn. 1929, Heft 55, S. 863.

Meine Behauptung, daß das in § 8 C der AMB angegebene Berechnungsverfahren, auf das allein sich meine Kritik bezog, für die Wasserundurchlässigkeit maßgebende Faktoren unberücksichtigt läßt, ist m. E. durch den Aufsatz Vogeler nicht widerlegt worden. Sie trifft auch dann zu, wenn bei der Mischung die sonstigen Anordnungen der AMB beachtet werden, die naturgemäß zunächst einen größeren Spielraum frei lassen. So darf nach § 4 B (S. 10) der Traßzusatz bis zu 1/3 R.-T. des Zementgehalts der Mischung betragen. Das Berechnungsverfahren aber unterscheidet nicht, ob 1 R.-T. Zement oder 2/3 R.-T. Zement + 0,4 R.-T. Traß gewählt wird, obwohl der Einfluß auf die Dichtigkeit des Betons in beiden Fällen erheblich verschieden ist.

Wenn die Zuschlagstoffe auf ihre Kornzusammensetzung bereits geprüft sind — darüber, daß die Untersuchung und etwaige Verbesserung der Zuschlagstoffe vorweg zu geschehen hat, besteht offenbar Übereinstimmung —, so ist nicht einzusehen, weshalb festgestellt werden soll, ob auch der „Mörtel“, der die Hohlräume im Groben des Betons füllen soll, an sich dicht ist. Für die Praxis, die einen dichten Beton verlangt, ist diese Feststellung jedenfalls belanglos, es ist dabei auch zu bedenken, daß die Grenzziehung zwischen Mörtel und Grobem bei einem an Korngröße allmählich zunehmenden Material mehr oder weniger willkürlich ist. Nicht unbedenklich und durchaus annehmbar ist die Einführung von zwei verschiedenen Begriffen für Kittmasse.

Herr Reichsbahnrat Vogeler ist im Irrtum, wenn er annimmt, ich hätte die Ausführungen auf S. 19 der AMB über das Auseinandertreiben der Zuschlagstoffe übersehen. Diese Ausführungen sind mir vielmehr besonders aufgefallen, weil sie mir deutlich zu zeigen scheinen, daß diese Frage nicht hinreichend gewürdigt ist. — Ich habe ferner weder behauptet, noch auch angenommen, daß das Berechnungsverfahren der AMB auch auf der Baustelle die Trennung von Sand und Grobem erfordert; vielmehr habe ich gesagt, daß das Berechnungsverfahren der AMB dem tatsächlichen Mischvorgang nicht entspricht, also gerade das Gegenteil.

Zu den Angaben des Herrn Dr. Ostendorf möchte ich bemerken, daß es keineswegs im Sinne meiner Ausführungen liegt, wenn man daraus schließt, eine Mischung ergebe keinen dichten Beton, weil der „Füllungsgrad“ < 1 ist. Vielmehr habe ich ausdrücklich betont, daß der Begriff „Füllungsgrad“ ein sehr unbestimmter Faktor ist. Dabei ist es gleichgültig, ob der Füllungsgrad nur für den Sand oder für den Kiessand bestimmt wird. Damit verschwinden die vermeintlichen Widersprüche.

Es liegt mir fern zu bezweifeln, daß die von den Verfassern durchgeführten Versuche nach dem Berechnungsverfahren der AMB zu hinreichend wasserdichtem Beton geführt haben. Es sind mir aber Beispiele bekannt, wo Beton nicht den erforderlichen Dichtigkeitsgrad besaß, obwohl er dem Berechnungsverfahren der AMB genügte.

Der Weg des Versuches ist daher zunächst der allein gangbare. Um der Anregung des Herrn Vogeler zu folgen, soweit es im Rahmen einer kurzen Äußerung statthaft ist, möchte ich nur bemerken, daß ich für die wichtigste Vorbereitung des Versuches die Prüfung und etwaige Verbesserung der Zuschlagstoffe halte. Alles Weitere läuft auf eine Versuchsreihe mit allmählich steigendem oder fallendem Gehalt an Bindemitteln — möglichst verschiedener Sorten — hinaus, wobei großes Gewicht auf die dem Bauvorgang entsprechende Wahl des Wasserzusatzes zu legen ist.

Wenn die AMB in § 8 D (S. 24) mit Recht verlangt, daß die Vorausberechnung der Betonfestigkeit durch den Druckversuch ergänzt wird, so ist nicht einzusehen, weshalb die zumeist mindestens ebenso wichtige Prüfung der Wasserundurchlässigkeit nur in besonderen Fällen stattfinden soll.

Marx, Regierungs- und Baurat.

Erwiderungen.

Die Begriffe „Füllungsgrad des Mörtels“ und „Füllungsgrad des Betons“ sind in der AMB eindeutig angegeben. Dasselbe gilt bezüglich

der Begriffe „Kittmasse des Mörtels“ und „Kittmasse des Betons“. Die Zahlenwerte dieser Begriffe werden berechnet aus Faktoren, die für jede Sandart und für jede Art des Groben durch Versuche leicht und mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden können; von einem „unbestimmten Faktor“ dürfte daher keine Rede sein. Je nachdem der Sand oder das Grobe verhältnismäßig viel oder wenig Hohlräume hat, ergeben sich unter sonst gleichen Verhältnissen größere oder kleinere Werte für den Füllungsgrad; d. h. bei der Berechnung des Füllungsgrades wird die Art der Kornzusammensetzung sehr wohl berücksichtigt.

Gerade die getrennte Berechnung des Füllungsgrades des Mörtels und die des Füllungsgrades des Betons gibt einen wertvollen Einblick in die Beschaffenheit des Betons. Man erkennt nämlich aus den Ergebnissen dieser Berechnung einerseits, ob der verkittende Mörtel des Betons an sich dicht ist, und andererseits, ob genügend dichter Mörtel im Beton vorhanden ist, um einen dichten Beton zu erzielen. Wäre beispielsweise der Mörtel nach der Berechnung an sich dicht, wäre aber die Mörtelmenge nach der Berechnung zu gering, so kann der Beton nicht dicht werden. Das alles ergibt sich eindeutig, klar und einfach aus der Berechnung der beiden Füllungsgrade f_m und f_b .

Die Behauptung des Herrn Regierungs- und Baurats Marx, die Berechnungsweise von f_m und f_b entspräche nicht dem Mischvorgang, ist irrig; denn in der Betonmischmaschine bildet sich tatsächlich immer aus Sand und Bindemittel ein Mörtel, der seinerseits das Grobe zunächst umhüllt, und nachher im fertigen Beton das Grobe verkittet. Das trifft auch dann zu, wenn Grobes und Feines zusammen mit den Bindemitteln gleichzeitig gemischt werden. Wenn Herr Marx von gewissen Fällen spricht, bei denen kein dichter Beton erzielt würde, obgleich f_m und f_b gleich oder größer war als 1,7, so dürfte es sich m. E. dabei um Fehler handeln, die entweder in der Anwendung des Berechnungsverfahrens oder in der Zubereitung des Betons liegen.

Regierungs- u. Baurat Dr.-Ing. Ostendorf.

II.

Die gegensätzlichen Meinungen gipfeln darin: Werden wasserundurchlässige Mischungen zweckmäßig berechnet oder werden sie durch Versuche bestimmt? Das wird auf den Baufall ankommen. Bei großen Wasserbauten — dem Arbeitsgebiete der Herren Marx und Ostendorf — wird man stets umfangreiche Versuche anstellen oder auch hier und da, wie z. B. Ostendorf, außerdem noch rechnen. Für Versuchsanordnung wie für Rechnung wird es stets die verschiedensten Anschauungen und Verfahren geben (Marx, Ostendorf, Agatz, Merkle u. a.). In jedem Falle rechtfertigt der Erfolg das Verfahren.

Die Reichsbahn wählte für ihre AMB das Rechenverfahren nach O., weil ihre Baufälle im allgemeinen damit ausreichend bedient werden können. Soweit Wasserdruckprüfer vorhanden, werden darüber hinaus natürlich die Vergleiche zwischen Rechnung und Wirklichkeit gezogen. Wie schon in Heft 23 der Bautechn. bemerkt, wurde dabei stets Übereinstimmung festgestellt. Es liegt darum kein Grund vor, das Verfahren als unzuverlässig anzusehen und zugunsten des reinen Versuches fallen zu lassen, zumal für die gekennzeichneten Bedürfnisse ein Ersatz bis jetzt nicht gegeben wurde.

Im übrigen können die gegenteiligen Auffassungen über Fragen der Dichte, des Füllungsgrades, der Kittmasse usw. auf diesem Wege wohl nicht weiter geklärt werden. Ich beschränke mich darauf, im Interesse der Leser lediglich anzugeben, daß der jetzt von Herrn Marx angezogene Zahlenvergleich von S. 10 der AMB gar nicht in das Kapitel über Wasserdichtigkeit ab S. 18 paßt. Es können nur gegenübergestellt werden:

- 1 R.-T. Zement und
- 1 R.-T. Zement + 0,66 R.-T. Traß,
- oder:
- 0,6 R.-T. Zement und
- 0,6 R.-T. Zement + 0,4 R.-T. Traß.

In den Berechnungen der Kittmassen (nach AMB, S. 20) zeigt sich dann sehr wohl der Einfluß der jeweils zweiten Mischung auf die Dichtigkeit.

Schließlich mache ich nochmals auf die so interessante wie selbstverständliche Erscheinung aufmerksam, daß es gleichgültig ist, ob man zwei Kittmassen und ein einheitliches Kriterium für zwei Füllungsgrade oder ob man einen einheitlichen Begriff für Kittmasse und zwei Kriterien für zwei Füllungsgrade schafft. Das ist Anschauungssache. Richtig angewendet, führt beides zum gleichen Ziele (s. Heft 23).

Reichsbahnrat Vogeler.

INHALT: Wettbewerb um den Entwurf der Westbrücke in Stockholm. — Bebauungspläne für Seehäfen. — Die geplanten Bodetalsperren im Ostharz. — Auswechslung der eisernen Überbauten der Schwarzachtalbrücke in Barmen. — Die Wirksamkeit künstlich eingebrachter Tonschalen in Kanaldichtungstrecken. — Vermischtes: Neue preußische Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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