

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 13. März 1925

Heft 11

Alle Rechte vorbehalten

## Eine verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

Bei dem Bau der im Jahre 1923 zum großen Teil vollendeten, die Spree im Zuge der Friedrichstraße kreuzenden Nord-Süd-Untergrundbahn in Berlin ist auch die Weidendammer Brücke von der Stadt einem völligen Umbau unterzogen worden. Über diesen haben, und zwar unter Hinweis auf die Schwierigkeiten bei diesem bemerkenswerten Bauwerk, die Herren Magistratsbauräte Cornebls und La Baume in der „Bautechnik“ 1924, Heft 33 u. f. berichtet.

An diese Ausführung möchte ich im Interesse des großstädtischen Verkehrs einen Ausblick für die Zukunft anschließen, ohne die getroffene, überdies von den beteiligten Behörden eingehend erwogene Anordnung des Kreuzungsbauwerks kritisieren zu wollen; betreffs der Brückenanlage weise ich auf die Abbildungen dieses Heftes hin.

Wie an anderen Stellen Berlins ist auch die einwandfreie Straßenüberführung hier am Weidendamm besonders schwierig, weil an der Kreuzungsstelle ein lebhafter Verkehr zu Wasser und zu Lande pulsiert, die Spree in der Krümmung liegt und über ihr Hochwasser (+ 32,06 m N.N.) die Straße (+ 33,20 bis + 33,70 m N.N.) sich nur wenig erhebt, ferner die umgebende Bebauung sehr eng ist und fast unmittelbar an die Flußufer stößt, schließlich die Brücke sehr breit (rd. 25 m) und schief gelegen ist. Diese örtlichen Verhältnisse erschwerten naturgemäß die Gründung und Errichtung eines Bauwerks, das an dieser bevorzugten Stelle unten dem Schiffsverkehr einen genügenden Freiraum mit eigentlich 4 m Lichthöhe über H.W. von Ufer zu Ufer belassen mußte und oben für den Straßenverkehr keine unüberwindlichen und die Anlieger belastenden Anrampungen, auch keine Hemmung für die Überführung einer bestimmten Straßenbahnlinie schaffen durfte, im übrigen die sichere Regelung des Verkehrs bei dem Bau nicht hindern, schließlich aber, wenn irgend möglich, einen guten Gesamteindruck im Städtebilde gestatten sollte. Zu diesen Schwierigkeiten gesellte sich noch der recht unbequeme Umstand, daß die Brücke aus wirtschaftlichen Rücksichten in der alten Form über dem neuen Spreetunnel erbaut werden sollte.

Von besonderer Bedeutung war für die Gestaltung des eigentlichen, den Flußlauf in einer Gesamtweite von rd. 70 m überspannenden Bauwerks der Ausgleich der wasser- und straßenverkehrstechnischen Belange. Dieser Ausgleich hatte deshalb auch die einwandfreie Lösung bei den in Erwägung gezogenen Entwürfen recht erschwert und schließlich zu einem von vier Pfeilern unterstützten, unter dem Straßendamm liegenden Eisenüberbau von ungewöhnlicher Schlankheit mit rd. 85 cm Konstruktionshöhe in dem nur 3,25 m über H.W. angeordneten Scheitel geführt. Die Brückenanlage gestattet unter den schwierigen Verhältnissen eine verhältnismäßig gute Überführung des Straßenverkehrs, aber wegen der tiefen Lage des Tragwerks und der Anordnung von zwei Stropfpfeilern keine ganz einwandfreie Lösung für den durch Dalben und Leitwände zu führenden Schiffsverkehr auf der Spree.

Was hier für die weiteren Verkehrs- und Siedlungspläne Berlins interessieren soll, das sind die verkehrstechnischen und ästhetischen Hauptgesichtspunkte, die bei den Entwürfen in den Jahren von 1914 und vorher maßgebend waren, sowie die Frage, ob wir diese in ähnlichen Fällen bei dem Umbau oder Neubau von Kreuzungen städtischer Straßen mit Wasserläufen oder Eisenbahnen in Zukunft wieder als grundlegend ansehen dürfen.

Bei der Planung der Weidendammer Brücke wurde, wie sich in dem Bericht unbewußt äußert, eine Anlage von vornherein ausgedacht, die den ganzen Fluß ohne Einbau mit einem über der Fahrbahn liegenden Überbau frei überspannt, obwohl die Notwendigkeit einer hemmungslosen Durchführung des Schiffsverkehrs anerkannt wurde, einmal, weil sie, zumal bei schiefer Lage zum Wasserlauf, nicht in das Städtebild gepaßt und zuviel Bauhöhe verlangt hätte, zum anderen, weil die Überführung einer zum linken Ufer abschwenkenden Straßenbahnlinie sonst nicht möglich gewesen wäre.

Bei diesen Maßnahmen traten also die straßenverkehrstechnischen und ästhetischen, zum Teil auch wirtschaftlichen Rücksichten gegenüber den Belangen des Schiffsverkehrs in den Vordergrund; dieser mußte sich mit einer Einschränkung seiner Bewegungsfreiheit, die ja in der Flußkrümmung und auf einer so viel befahrenen Strecke nicht zu entbehren ist, zufrieden geben. Es wurde für selbstverständlich gehalten,

die Rücksicht auf den Fahrverkehr über die Brücke und auf deren Gestaltung dem Wasserverkehr gegenüber voranzustellen.

Diesen Standpunkt darf man nach meiner Auffassung bei den zukünftigen Plänen ähnlicher Bauwerke nicht mehr vertreten, und zwar ganz allgemein mit Rücksicht auf eine gesunde und weitsichtige Wasser- und Verkehrswirtschaft.

Wie überhaupt für Deutschland und die am Wasser liegenden Großstädte ist diese, wie in einem besonderen Aufsatz der „Zeitschrift für deutsche Binnenschifffahrt“ vom 15. September und 15. Oktober 1924 vom Verfasser ausgeführt, eine unabsehbare Forderung auch für die rd. 4 Mill. Einwohner und 90 000 ha Gesamtfläche umfassende Einheitsgemeinde Groß-Berlin geworden.

Diese nimmt unter den deutschen Städten großen Eisenbahn- und Wasserverkehrs eine bevorzugte Stellung ein. Im Herzen Mitteleuropas verkehrsgeographisch recht günstig gelegen, im Besitze guter Verbindungen zu Wasser und zu Lande nach allen Richtungen, ist sie zu einem Hauptknotenpunkte des Weltverkehrs und Welthandels geworden, wird nur von wenigen Städten Deutschlands im Güterverkehr übertroffen und ist in der letzten Zeit eifrig bemüht, sich wasserverkehrstechnisch weiter auszubauen. Berlin verfügt über ein dichtes Eisenbahnnetz mit elf Hauptbahnen, die strahlenförmig nach allen Teilen Mitteleuropas und weiter ins Ausland führen, sowie über ein Netz von natürlichen und künstlichen Wasserstraßen, und zwar der Spree und Havel, nebst Kanälen, die für Schiffe von 200 bis 600 t eine günstige Verbindung mit der Oder, Warthe, Netze, Weichsel, sowie mit der Ostsee, ferner mit der Elbe und weiter mit der Nordsee gestatten, und die nur noch für eine durchgehende Straße von West nach Ost des geplanten Mittelkanals von Hannover nach Magdeburg zum Anschluß an Weser und Rhein bedürfen. Die von 1880 bis 1894 durchgeführte Kanalisierung der Spree in Berlin mit der Errichtung der Staustufen am Mühlen- und in Charlottenburg gestattet dem gegenwärtigen Schiffsverkehr genügende Fahrwassertiefen und ein ruhiges Wasser. Man wird sie nicht entbehren können.

Es stehen der am 1. Oktober 1920 gebildeten Gemeinde Groß-Berlin für die Bewältigung des Güterverkehrs, der im Höchstfalle 1905 rd. 10 115 000 t betrug, nach dem Kriege auf rd. 2 500 000 t gesunken war, sich im Jahre 1924 aber wieder in erfreulichem Maße gehoben hat, neben den genannten Wasserstraßen mit ihren vielen Lösch- und Ladeplätzen und zum Teil gut ausgebauten Ladestraßen noch eine Reihe von elf Häfen, darunter vor allem der Osthafen an der Oberspree (1913 in Betrieb genommen), der staatliche Humboldthafen und der am 3. September 1923 zum großen Teil eröffnete, jetzt noch in Erweiterung begriffene Westhafen zur Verfügung.

Diese Wasserverkehrsanlagen, die einen bedeutenden Wirtschaftsfaktor darstellen, können in besonderem Maße auch mehr als bisher zur Verkehrsbewältigung, zur Wiedererstarkung der Wirtschaft von Berlin, aber auch von Deutschland beitragen, wenn sie vollwertig ausgenutzt, verbunden und mit neuzeitlichen Sammel- und Umschlag-einrichtungen ausgebaut werden. Auf sie ist die Reichshauptstadt für Erhaltung und Entwicklung angewiesen; in großer Menge müssen — zum Teil von sehr weit her — Ernährungs-, Futter-, Betriebs-, Bau- und Brennstoffe, auch Fabrikate und Erzeugnisse aller Art, neuerdings stärker als früher Benzin für den anwachsenden Automobilbetrieb, neben der Eisenbahn auf dem Wasser herangeschafft, andere Güter und Stoffe mancherlei Art wieder fortgeschafft werden.

Deswegen wird Berlin für Anfuhr, Abfuhr, Sammlung, Lagerung und Beförderung von Gütern im großen Maßstabe, als Hafen-, Industrie- und Handelsstadt, schon mit Rücksicht auf die Überlastung der Eisenbahn und im regen Wettbewerb mit dieser, staatsseitig in seinen Maßnahmen unterstützt, stärker als je zuvor bestrebt sein, bei seiner ganzen Kommunalpolitik auch eine gesunde und weitsichtige Wasserwirtschaft zu treiben — auch für ausreichende Trinkwasserversorgung und Kanalisation, für Sammelbecken zur Bereicherung und Spülung in wasserarmen Zeiten und anderweite Nutzung der produktiven Kraft des Wassers zu sorgen. Dazu wird es genötigt sein, unter anderem für den Orts- und Durchgangsverkehr die entsprechenden Anlagen auszubauen und die Wasserwege, z. B. durch Erneuerung der bei kleineren Ansprüchen der Schifffahrt seinerzeit geschaffenen, den jetzigen

Verkehrs- und Kulturverhältnissen nicht mehr entsprechenden Altanlagen, für die Schifffahrt frei zu machen, soweit es sich im Rahmen anderer dringender Bedürfnisse der Großstadt und der Unterhaltungspflicht verantworten läßt. Über die Berliner Wasserstraßen hat vor einiger Zeit Geheimer Baurat Eger in der Zeitschrift „Das Schiff“, Nr. 22 v. 1924 geschrieben.

Die Pläne für Ausbau und Änderung von Wasserstraßen, die als sogenannte Verkehrsbänder in ihrer Lage meistens unverlegbar, für Bebauungs- und Industrieerschließungen grundlegend sein können, sind auch mit Rücksicht auf die Sicherung von Grundeigentum und Raum, auf die Anlage der Straßen und Fluchtlinien, sowie für Uferausbau, ferner für Linie und Bau von den die Wasserläufe kreuzenden Untergrundbahnen, von Be- und Entwässerungsleitungen vorschauend in das Programm der Stadtverwaltung, auch des Staates aufzunehmen. Die Ausführung bleibt allerdings immer schwierig in einer eng bebauten, nur flach über dem Wasser liegenden und nach anderen als Verkehrsrücksichten sehr schnell und nicht immer planvoll entwickelten Großstadt, verlangt auch große Opfer, deren Aufbringung die Finanzlage oft verbietet.

Von diesen allgemeinen volks- und wasserverkehrswirtschaftlichen Gesichtspunkten aus betrachtet, wird es in einer Zeit sparsamen, intensiven und produktiven Schaffens eine nationale Pflicht, ein zwingendes Gebot bleiben, auch dem Binnenschiffahrtverkehr im Anschluß an den Seeverkehr die Wege nach Möglichkeit zu ebnen sowie ihm auf seiner Straße Freiheit und Übersicht für möglichst hemmungslose Fahrt zu geben. Darauf hat die Schifffahrt — der Eilgut- und Frachtdampfer, der Schleppzug wie der Einzelkahn — im Gegensatz zu anderen Verkehrsarten, wie Eisen-, Straßen- und Untergrundbahnen sowie Straßen- und Flugverkehr, umso mehr ein besonderes Anrecht, als die Schiffsfahrzeuge schon in hohem Maße durch Hemmungen aller Art zum Schaden des Gewerbes und der Allgemeinheit behindert werden.

Die Erschwernisse der Fahrt und des Frachtgeschäftes bestehen vor allem in Wasserklemmen, Eisgang, Hochwasser, Sturm, Witterung, Strömung, Wasserstandschwankung, Nebel, Versandung, Verkehrsandrang, Enge, Unübersichtlichkeit, Beleuchtungsmangel, Krümmungen und Einbauten, wie enge Brücken und andere Hindernisse. Diese werden um so unangenehmer empfunden, als schon die ganze Bewegung der Schifffahrt an und für sich beschwerlich und mühevoll ist, weil sie sich nicht auf so festen und geregelten Bahnen wie andere Verkehrsfahrzeuge vollziehen kann. Die Notwendigkeit für Freihaltung, Verbesserung und Ausbau des Schifffahrtweges ist nach alledem nicht zu bestreiten; seine Vorteile gegenüber der Eisenbahn bestehen vor allem in der verhältnismäßig geringen Zugkraft — Beförderung großer Schleppzüge durch kleine Dampfer —, in dem guten Verhältnis von Nutzlast zur toten Last und in den mäßigen Kosten für den Laderaum. Der Wassertransport gestattet Frachtersparnisse und damit einen volkswirtschaftlichen Gewinn.

Dementsprechend müssen auch in natürlicher Folge die die Wasserwege berührenden und kreuzenden Anlagen, z. B. die Brücken, die uns hier interessieren, je nach Bedürfnis und Finanzlage so ausgestaltet oder neu eingerichtet werden, daß sie kein Hemmnis für den Schiffsverkehr bilden, soweit andere sehr wichtige Belange nicht dagegenstehen. Dabei aber dürfen die praktischen und lebensnotwendigen Maßnahmen hinter die rein ästhetischen Rücksichten nicht zurückgedrängt werden.

Die Städte, in denen Kirche, Rathaus, Tuchhalle und Bürgerhaus charakteristische Zeichen des Gemeinschaftslebens waren, haben ihre äußere Erscheinung geändert; auch die Reichshauptstadt hat sich als Stadt der Arbeit aus einer Ackerbau- und Handelssiedlung auf dem Wege über eine Residenz- und Garnisonstadt zu einer Industrie- und Handelsweltstadt, wohl zur drittgrößten Stadt der Welt entwickelt, die bei ihrer günstigen Lage weitverbreitete Verbindungen nach allen Himmelsrichtungen, neuerdings auch auf dem Luftwege, aufrechterhält und alles aufbietet, um weltwirtschaftliche Beziehungen in jeder Weise zu fördern, den Straßenverkehr sicher zu regeln, andererseits auch, als die geistige Metropole Deutschlands, den vielseitigen Belangen von Kunst, Kultur, Geistesleben zu genügen, sowie die Pflege von Sport, Volkskraft und Wohnungswesen zu fördern.

Von solchen allgemeinen Gesichtspunkten als Grundlage für praktische und schönheitliche Würdigung muß man m. E. auch ausgehen, wenn man Stadtstraßen über Wasserläufe regen Verkehrs und hohen Wasserspiegels einwandfrei anlegen will. Demnach dürfte man nur dem Straßenverkehr zu Gefallen nicht den Schiffen die Fahrt verbauen oder einschränken, die an einen bestimmten Weg zwangsweise gebunden sind. Es ist nicht zu verantworten, viele Tausende von Schiffen (über 2000 Frachtfahrzeuge im Monat November 1924 durch Mühlendamm-Schleuse) ständig einen unbequemen und gefährlichen

Weg befahren zu lassen, während dem Straßenverkehr jede Bequemlichkeit geboten und die Brücke nur dem Stadtbilde zuliebe ausgestaltet wird.

Darum empfiehlt sich dringend, bei allen verkehrsreichen Wasserstraßen bzw. Eisenbahnen die Brücken so anzuordnen, daß sie unten auf ganzer Breite des Weges bis ans Ufer eine möglichst große Lichthöhe — heute für den zukünftigen Verkehr mit 600-t- bis 1000-t-Schiffen mindestens 4 m über Höchstwasserstand auf mindestens 40 bis 45 m — zur Verfügung lassen, und dazu die Tragwerke, je nach verfügbarer Bauhöhe, grundsätzlich über der Fahrbahn anzuordnen. Ist Raum genug zwischen Straße und Wasser — z. B. in Paris auf der breiten Seine mehr als in Berlin auf der Spree —, so wird man natürlich das Tragwerk ohne weiteres nach unten legen.

Von diesem Standpunkt aus gesehen, erscheint heute die Rücksicht auf die Überführung einer Straßenbahn, die wohl auch an anderer Stelle hätte geführt werden können, auf Kosten der an einen Zwangsweg gebundenen Schifffahrt recht einseitig.

Die Tragwerke können auch für großstädtischen Verkehr, in Eisen oder Stahl, so gestaltet werden, daß sie bei entsprechender Einschränkung der Bauhöhe keine übermäßigen Rampenanlagen erfordern, daß sie dem Straßen- und Wasserverkehr Freiheit und Übersicht lassen sowie einen guten Eindruck schaffen. Selbst wenn dieser bei dem schwierigen Ausgleich sich drängender Belange nicht vorhanden sein sollte, muß man sich mit Rücksicht auf das gesamte Großstadtleben aus den genannten Gesichtspunkten heraus in bestimmten Stadtgebieten damit abfinden, zumal wenn die Umgebung, wie oft in Großstädten, wenig ansprechend ist.

Die Anpassung an die „Umgebung“, an das sogenannte „Stadtbild“, darf man aber nicht so weit treiben, daß man dieser Rücksicht zu Gefallen — m. E. in übertriebener Weise — Tragwerke unnatürlich schwerer, damit wenig kunstgerechter Form in Vorschlag bringt, wie bei dem Wettbewerb um die Höhe Brücke in Elbing von 1917/22.<sup>1)</sup>

Es soll hier — schon mit Rücksicht auf die äußerste Einschränkung der Bauhöhe — nur von Eisenbrücken die Rede sein. Von massiven Brücken, bei denen Eisenbeton auch sehr geräumige Profile für die Schifffahrt schaffen kann, soll an anderer Stelle gesprochen werden.

Zu der Frage ästhetischer Gestaltung von Brücken über Wasserläufe und Eisenbahnen im allgemeinen soll mit bezug auf Aufsätze des Verfassers über diesen Gegenstand in der „Zeitschrift für Binnenschifffahrt“ vom 15. September und 15. Oktober 1924 und in der „Bautechnik“ vom 17. und 31. Oktober 1924 hier nicht weiter eingegangen werden; es sei nur erwähnt, daß man für die meisten Straßenbrücken in Groß-Berlin-Mitte von 30 bis 100 m Weite und geringer Bauhöhe sehr wohl Bauformen finden kann, die den neuzeitlichen Wünschen von Architekt und Ingenieur entsprechen und sich städtebaulich gut in den Rahmen von Verkehr und Umgebung einfügen lassen.

Was ihre Gestaltung betrifft, so wird der Ingenieur es sich angelegen sein lassen, sie vor allem aus dem Zweckgedanken heraus natürlich und organisch, und zwar nach den uralten und immer bestehenden Grundsätzen der Schönheit eines Bauwerks oder eines Kunstwerks zu entwickeln, d. h. der Brücke Einheit und Geschlossenheit, Harmonie, Rhythmus, Maßbeziehung und Symmetrie, sowie Ruhe, Gleichmaß, Materialcharakter, Einfachheit und Straffheit zu geben, sie in wirtschaftlicher Eseneigenform ohne prunkende Monumental-Architektur und kleinliche Verzierung, mit schlankem, stetigem und belebendem Linienvorlauf ohne Härten zu gestalten, es ferner mit der Umgebung in Einklang zu bringen, ihr eine gefällige Gliederung, einen kraftvollen, standsicheren, verständlichen Ausdruck zu geben und die markante, möglichst schwach geneigte Fahrbahnlinie besonders herauszuheben.

Von den verschiedenen Brückenformen, die man je nach den örtlichen Bedürfnissen in Betracht ziehen darf, soll im folgenden eine Anlage erörtert werden, die ich für die Kreuzung Berliner Wasserläufe — bei Weiten von 25 bis 100 m, bei großer Breite, sehr geringer Bauhöhe und in der Umgebung engster Bebauung — nach meinen Erfahrungen als recht dankbar und angebracht empfehlen möchte. Es ist dies der Stabbogen mit Hängestangen und einem wagrecht durchgehenden, unter der Fahrbahn liegenden bzw. bei großer Breite

<sup>1)</sup> „Der Bauingenieur“ vom Oktober 1924.

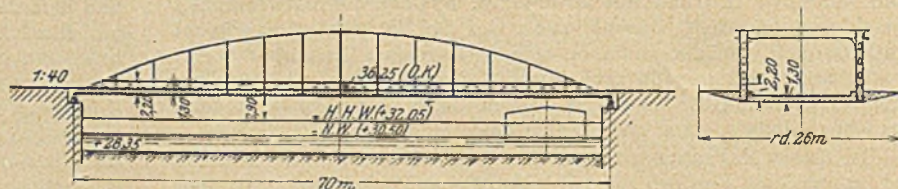


Abb. 1. Grundsätzliche Skizze.

Bei drei Hauptträgern: + 32,05 + 3,40 + 0,80 = + 36,25 m N.N.  
Bei zwei Hauptträgern: + 32,05 + 2,90 + 1,30 = + 36,25 m N.N.



Abb. 2. Grundsätzliche Skizzen von ausnutzbaren Brücken-Überbauten, die bei dreifacher Querträger-Aufhängung geringe Bauhöhe gestatten, sich allgemein aber nicht empfehlen.

heraustretenden Versteifungsträger, der sogenannte Langersche Balken, wie er z. B. für die Verhältnisse der Weidendammer Brücke — rd. 70 m Weite und 26 m Breite — in Abb. 1 skizzenhaft dargestellt ist.

Dieses Brückensystem — in Stahl oder Flußeisen —, meistens statisch unbestimmt, scheint mir für Großstädte aus folgenden Gründen geeignet:

1. Es läßt unten in gleicher Höhe von Ufer zu Ufer völlige Freiheit für den Schiffsverkehr.
2. Es gestattet oben dem Straßenverkehr Umsicht und Freiheit der Bewegung.
3. Es ermöglicht eine geringe Bauhöhe, die so oft unentbehrlich ist, und senkrechte Auflagerkräfte, damit einfache und billige Widerlager, was überdies auch bei Ersatz gewölbter Brücken (unter Fortnahme der Mittelpfeiler und Verwendung der Widerlager) so wichtig sein kann.
4. Das System kann — mit entsprechender Ausbildung der Senkrechten — oben die oft so störend empfundenen Windquerverbände — vielleicht bis auf einige luftige Querstäbe — entbehren.
5. Die gedrängte, oben durch einen wirkungsvollen Bogen beherrschend abgeschlossene Bauform fügt sich leicht und bescheiden ohne Störung in die städtische Umgebung ein und schließt sich — ohne Masken-Landanschlüsse — natürlich und organisch ans Ufer an.
6. Es genügt im übrigen ästhetischen und städtebaulichen Rücksichten, weil seine ganze Erscheinung durch den schlanken, leicht gegliederten oder vollwandigen Versteifungsträger, den kraftvollen, mit dem Untergurt sich vereinigenden, straff und flach gehaltenen Spannbogen, sowie durch seine übersichtliche und verständliche Wirkung durchaus gewinnt, ferner wegen des ruhigen und gleichmäßigen Verlaufs der Stab- und Bogenlinien, auch in den Schrägen gesehen, eine freundliche Perspektive, ohne die verwirrende Wirkung sich kreuzender Stäbe schafft.

Für die Standsicherheit und Konstruktion dieses gegebenenfalls mit Gelenk zu versehenen und dann statisch bestimmten Systems ist die Anordnung einer nahezu wagerechten und mit Asphalt auf Beton abgedeckten Fahrbahn, von luftigen, aber steifen Hängestangen, ferner die Flachheit des Spannbogens, sowie innere Versteifung des ganzen Tragwerks, kräftige Ausbildung der Auflagerspitze von Bedeutung. Die Steifheit des Systems, die bei dem normalen Netzwerkträger in höherem Maße vorhanden zu sein pflegt, ist hier dringend notwendig, um dem allerdings unschädlichen, leichten Schwingen des Überbaues bei beweglicher Belastung möglichst entgegenwirken zu können. Bei der Straßenüberführung am Stadtbahnhof Halensee (Berlin) scheint mir der Versteifungsträger zu niedrig, der Bogen zu hoch zu sein.

Das Überbausystem kann für den Umbau solcher den Verkehrsansprüchen nicht mehr genügenden, wegen Dalben und Leitwände in Unterhaltung oft so teuren Brücken geringer Durchfahrthöhe und enger Pfeilerstellung — vielleicht ohne Hebung der Straße — für Freimachen des Schifffahrtsweges sehr wohl in Frage kommen. Von Bedeutung ist bei diesem Tragwerk die Konstruktion des Versteifungsträgers, der, etwa  $\frac{1}{10}$  der Länge hoch, meistens unter die Fahrbahn, bei großen Weiten auch über diese hervorragend bis Geländerhöhe bezw. bis über Augenhöhe, dabei wieder innerhalb oder außerhalb der Fußwege, angelegt wird. Z. B. wird er bei 70 m Stützweite rd. 2 m hoch werden und dann naturgemäß bei 1 m Bauhöhe 1 m hoch herausstehen. Er kann in leichtgegliedertem Fachwerk, in Vollwand und in Vierendeelform gehalten werden, je nach Lage zur Verkehrsbahn und ästhetischen Ansprüchen.

Das Heraustreten des Versteifungsträgers zwischen Fahr- und Gehbahn wird nun von manchem vielleicht als un bequem und störend, gar als gefährlich empfunden werden, vor allem weil er die Freiheit der Bewegung und Umsicht, auch die Überholungsmöglichkeit vermischen würde. Solchen Bedenken muß man aber entgegen treten, weil bei richtigem Ausbau die so gestalteten Tragwerke der Schifffahrt große Vorteile, dem Straßenverkehr keine Nachteile bringen.

Der sogenannte Querverkehr auf einer kurzen, aber breiten Brücke von 25 bis 100 m, wo reichliche Gelegenheit zum Ausweichen und Überholen gegeben ist, ist in den meisten Fällen nicht nötig. Die Brücke dient dem Längsverkehr für Fuhrwerk und Fußgänger, und der letztere bringt durch ein unnötiges Schräg- und Querüberlaufen sich in Gefahr und die Wagen in Verlegenheit. Der Weg ist hier vorgeschrieben, der zu beschreiten ist, und es dürfte der Sicherheit großstädtischen Verkehrs nur nützlich sein, wenn das Publikum sich hier an strenge Verkehrsdisziplin hält und zur Verhütung von Unglücks-

fällen zum Selbstschutz verständige Umschau hält. Auch in stark belebten Stadtvierteln braucht die durch die Rücksicht auf andere Verkehrszweige erforderliche Einschränkung des Querverkehrs kein Hindernis oder eine Unbequemlichkeit zu sein.

Außerdem läßt sich der Träger so gestalten, daß er nur in Geländerhöhe (1,2 m) oder in einer für freies Durchgehen geeigneten Höhe (2 m) sich über die Brückenbahn erhebt. Es scheint mir jedenfalls vom verkehrstechnischen Standpunkte unverantwortlich, die Bequemlichkeit des Straßenverkehrs auf Kosten des Wasserverkehrs einseitig zu übertreiben, andererseits wird man selbstverständlich das Tragwerk ganz nach unten legen, wenn dort Raum vorhanden ist.

Es kann ferner im Notfall, wo es auf die äußerste Einschränkung der Bauhöhe ankommt, und man an derselben Stelle ohne Notbrücke und Verkehrsunterbrechung erst die eine, dann die andere Brückenhälfte bauen muß, m. E. voll verantwortlich werden, zwischen den beiden weit entfernten Haupttragwerken noch einen Mittelträger einzuschalten, wenn die Querkonstruktion damit halb so hoch, z. B. statt 1,5 m nur 0,8 m bemessen werden kann (wohl auch am Weidendamm denkbar). Statt den Querträger zur Einschränkung seiner Bauhöhe an einen Mittelträger anzuschließen, kann man ihn, allerdings nur bei Trogbriicken, auch an oberen Querverbänden der beiden Haupttragwerke mit viel Freiheit belassenden Zugstangen aufhängen.

Die Anordnung von drei Hauptträgern dürfte sich städtebaulich und verkehrstechnisch wohl mehr empfehlen als eine starke Straßenanrumpfung, die nie gut aussieht und wenn irgend möglich zu vermeiden ist.

Neben der Verkehrsüberführung durch Eisen- oder Eisenbetonbrücken gibt es noch eine andere Bauform, die sich den Wünschen derer, die unter allen Umständen eine Anpassung an die städtische Umgebung erstreben, mitunter am besten fügen könnte, nämlich die Hausüberbauung des Wasserlaufes.

Bei dieser wird die Überführung des Verkehrs (erforderliche Breite rd. 5 m Lichthöhe) mit einem Hochbau besonderer Bauart vereinigt, der zum Mittragen herangezogen und zu bestimmten Zwecken noch wertvoll ausgenutzt werden kann. Der Hochbau, in Eisenbeton oder Eisenfachwerk, den Wasserlauf frei überspannend, in geeigneter Konstruktion auf die Ufer gestützt, gestattet bei seiner Wandsteifigkeit, den eigentlichen Verkehrsweg in leichter Freiheit der Bewegung und des Umblicks gestattender Bauweise an weit entfernten Zugstäben aufzuhängen und — über dem Brückenwege in geschmackvoller, sich der nächsten Umgebung anpassender Architektur bestimmte Räumlichkeiten unterzubringen. Eine solche Überbauung der Wasserstraße erinnert an überdeckte und überbaute Brücken des Mittelalters, auf denen man den Bewohnern der Stadt Gelegenheit zum Lustwandeln bot, aber auch zum Ausblick auf strömendes Wasser, auf belebte Bilder des Flusses und der Ufer, Brückenformen, mit denen man aber auch häßliche Ufer verdecken wollte. Solche Hausbrücken, deren Räume man für bestimmte Zwecke verpachten könnte, würden die Kosten für Bau und Unterhaltung durch wirtschaftliche Benutzung von selbst aufbringen, bei großem Raumangel könnte man auch an Garagenbau denken.

Bei solcher Überbauform kann man — wie schon erwähnt — die Querträger an Zugstangen in der Brückenachse aufhängen und dadurch die Querkonstruktion, also auch die Bauhöhe bedeutend, z. B. bei 26 m weiten Brücken auf rd. 1,0 bis 0,8 m einschränken. In Abb. 2 ist eine Anordnung für rd. 62 m Weite dargestellt, wie man sie grundsätzlich bei bestimmten Verhältnissen sich vorstellen könnte.

Solche Bauformen nehmen aber die Aussicht über den Kanal oder den Strom, deren Erhaltung doch im ästhetischen und städtebaulichen Interesse liegen dürfte. Sie müßten dann gerade den Abschluß einer weiten Aussicht im Städtebilde geben. Aber im allgemeinen liegt ein Hauptreiz der von Flüssen durchströmten Städte in der Erhaltung und in dem Ausbau der Uferanlagen mit Baumbestand, Gärten, Monumentalbauten usw., in dem freien Ausblick flüßauf und flüßab, wie wir es z. B. so wundervoll in der Isarstadt München genießen können. Es liegt also gewöhnlich keine Veranlassung vor, einen Strom durch eine Anlage zu überbauen, die trotz der Lichthöhe von 5 m über Straße den Ausblick vielleicht hemmen könnte. Auch ist eine Bauweise in Eisen, Verschalung und Glas nicht überall am Platze; es würde ein Massivbau — in gegliedertem Eisenbeton — vielleicht schon eher möglich sein.

Alle Rechte vorbehalten.

## Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck.

Von Regierungs-Bauführer Dipl.-Ing. H. Knoke, Dresden.

Zu der in der letzten Zeit so vielfach behandelten Frage des Erddrucks unter Beachtung der Kohäsion möchte ich nachstehend eine Auswertung in der Natur gemachter Beobachtungen bringen und knüpfe hierzu an den Aufsatz des Herrn Dr.-Ing. Krey in der „Bautechnik“ 1924, Heft 40, „Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion beim Erddruck und Erdwiderstand“ an. Krey wies dort darauf hin, daß besonders die Tatsache freistehender Erdwände durch die Mitwirkung der Kohäsion im Erdreich ihre Erklärung fände, und nahm in einigen Zahlenbeispielen die Schubfestigkeit der Erde  $K_s$  zu  $0,1 \text{ kg/cm}^2$  gleich der Haftfestigkeit an. Dieser Wert scheint mir aber ein gut Teil zu niedrig zu sein, wie sich im folgenden zeigen wird. Wirklich genaue Werte könnte man wohl nur durch Versuche gewinnen, wie sie ja Krey vorschlägt. Einstweilen können daher vielleicht meine Beobachtungen zur Klärung beitragen. Doch mögen noch einige mathematische Betrachtungen vorangehen.

Für jede mögliche Gleitfläche (Abb. 1) bei beliebig gegen die Lotrechte geneigter, freistehender Erdwand wird beim Zusammenwirken von Reibung und Kohäsion die Gleichgewichtsbedingung bestehen:

$$G \sin \vartheta = G \cos \vartheta \operatorname{tg} \gamma + K_s l$$

oder für den Zustand unmittelbar vor dem Abgleiten, wenn also die Reibungskraft in der Gleitebene nicht um den Winkel  $\gamma$ , sondern um den Böschungswinkel  $\varrho$  von der Normalen abweicht:

$$(1) \quad G \sin \vartheta = G \cos \vartheta \operatorname{tg} \varrho + K_s l$$

wobei gleichmäßige (Rechteck-)Verteilung der Schubspannung  $K_s$  angenommen ist.

Da

$$G = \frac{h d}{2} \cdot \gamma = \frac{h(h \operatorname{ctg} \vartheta - h \operatorname{ctg} \alpha)}{2} \cdot \gamma \quad \text{und} \quad l = \frac{h}{\sin \vartheta}$$

läßt sich Gl. 1 umformen in

$$(2) \quad K_s = \frac{\gamma h}{2} \cdot \eta = \frac{\gamma h}{2} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \vartheta}{\operatorname{tg} \alpha}\right) \sin \vartheta \cos \vartheta \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \vartheta}\right)$$

Für eine bestimmte Gleitfläche ( $\vartheta$ ) wird der Anteil, den  $K_s$  zur Erhaltung des Gleichgewichts liefert, ein Größtwert sein, und dieser Größtwert ist wieder eine Funktion vom Böschungswinkel  $\varrho$  und der Wandneigung  $\alpha$ . D. h. also, man setzt

$$\frac{d\eta}{d\vartheta} = \frac{d \left[ \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \vartheta}{\operatorname{tg} \alpha}\right) \sin \vartheta \cos \vartheta \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \vartheta}\right) \right]}{d\vartheta} = 0$$

$$\frac{d\eta}{d\vartheta} = \cos 2\vartheta - \frac{\sin 2\vartheta}{\operatorname{tg} \alpha} + \sin 2\vartheta \operatorname{tg} \varrho + \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \alpha} \cos 2\vartheta = 0$$

somit

$$\operatorname{tg} \varrho = \frac{\frac{\sin 2\vartheta}{\operatorname{tg} \alpha} - \cos 2\vartheta}{\sin 2\vartheta + \frac{\cos 2\vartheta}{\operatorname{tg} \alpha}}$$

Setzt man in dieser Gleichung  $2\vartheta = \alpha + \varrho$ , so geht nach mehrfachem Umformen die rechte Seite in  $\operatorname{tg} \varrho$  über, d. h. also, es besteht auch noch die Beziehung zu Recht

$$(3) \quad \alpha - \vartheta = \vartheta - \varrho$$

für jene Gleitfläche, in der  $K_s$  ein Größtwert wird. In Worten ausgedrückt:

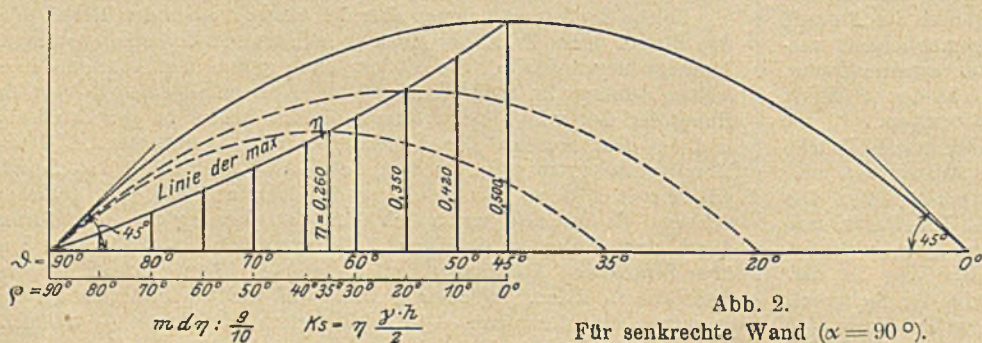


Abb. 2.

Für senkrechte Wand ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Die Gleitfläche halbiert den Winkel zwischen Böschungslinie und Wandlinie.<sup>1)</sup> Für den Sonderfall senkrechter Wand ( $\alpha = 90^\circ$ ) und Kohäsion ohne Reibung erhält man aus Gl. 3 die bekannte Beziehung  $\vartheta = 45^\circ$ , was für die Richtigkeit der Theorie spricht.

Gl. 2 u. 3 liefern also eine Beziehung zwischen den gegebenen Größen  $\alpha$ ,  $\varrho$  (und damit  $\vartheta$ ) und der, wie ich sie nennen möchte, „spezifischen Schubfestigkeit  $\eta$ “ (für  $\frac{\gamma h}{2} = 1$ ). Für  $\alpha = 90^\circ$  ist dies in Abb. 2 dargestellt. Gl. 2 ergibt eine von einem Punkt ausgehende Parabelschar, Gl. 2 u. 3 liefern ebenfalls eine Parabel als geometrischen Ort der verschiedenen Parabelscheiden (Größtwerte). Für  $\alpha = 90^\circ$  und  $\varrho = 0$ , also  $\vartheta = 45^\circ$  erhält man  $\eta = 1/2$  und damit  $K_s = \frac{\gamma h}{4}$ , wie bekannt.

Nun sind aber auch überhängende Erdwände gelegentlich möglich, jedoch nur solange, als noch die Schwerlinie des gefährdeten Erdkeils die Gleitfläche trifft. Andernfalls könnte keine Schubspannung mehr wirken, und zur Erhaltung des Gleichgewichts wären reine Zugkräfte nötig; wie weit die Kohäsion des Bodens dies zuläßt, wissen wir nicht, so lange keine entsprechenden Versuche vorliegen.

Nimmt man an, daß Zugkräfte nicht übertragen werden, so liegt der Grenzfall des Gleichgewichts vor, wenn die Schwerlinie des gefährdeten Erdkeils durch den Fußpunkt der Wand geht. Dann muß nach Abb. 3 und, da die Gleitfläche den Winkel zwischen Böschungslinie und Wandlinie im Grenzfall halbiert, sein

$$\alpha - 90^\circ = 90^\circ - \vartheta, \text{ nämlich } = \beta/2$$

oder  $\alpha = 180 - \vartheta$ , und da aus (3)  $\alpha = 2\vartheta - \varrho$  folgt, so ergibt sich für den Grenzfall durch Gleichsetzen

$$(4) \quad \alpha = 180^\circ - \vartheta = 2\vartheta - \varrho \quad \text{oder} \quad \vartheta_{\max} = \frac{180 + \varrho}{3}$$

als steile Neigung der Gleitfläche, worauf ich später noch zurückkommen werde.

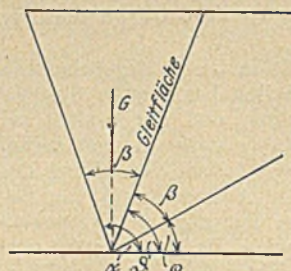


Abb. 3.

Mit Hilfe vorstehender Beziehungen kann man nun aus der Tatsache vorhandener freistehender Erdwände Rückschlüsse auf die in ihnen herrschenden Schubspannungen ziehen. Die höchsten mir bekannten Wände befinden sich in den quartären Schotterterrassen des Alpenvorlandes, besonders in den Tälern von Inn, Alz und Salzach, im sog. Chiemgau, nördlich vom Chiemsee bis zum Zusammenfluß von Inn und Salzach. Beide Flüsse haben sich im Laufe der Zeiten teilweise über 40 m tief in den Moränenkies und den darunter lagernden Flnz (mergelig-tonige Buntsande des Tertiär, z. T. sehr hart, wasserundurchlässig) eingefressen und bilden Ganz- oder Halb-„Cañons“ wundervoller landschaftlicher Schönheit, so vor allem bei Wasserburg und Mühldorf a. Inn, bei Laufen und Burghausen a. d. Salzach. Auch das Würmtal bei Starnberg und andere Orte bieten ähnliche Erscheinungen. [Der grandiose Isarcañon bei Grünwald (München) hat in der Hauptabsicht Nagelfluhbänke, scheidet also für unsere Betrachtung aus.] Die Abb. 4 bis 6 u. 8 zeigen einige unverzerrte charakteristische Querprofile vom Inn im Umkreise von Mühldorf, Abb. 7 entstammt dem Würmtal, nach einem der geologischen Karte Bayerns, Blatt Gauting entnommenen Auerprofil. Diese Deckenschotter bestehen hauptsächlich aus mehr oder weniger groben und sandigen Kiesen, sind z. T. schwach lehmig und an der Oberfläche oft zu rötlichem Lehm verwittert; auch reine Schweissandschichten mit ziemlichem Glimmerreichtum kommen vor. Da die Schotter auf dem Flnz lagern, der als grundwasserführende Schicht anzusprechen ist, so sind sie meist recht trocken. Außerdem sind sie sehr fest gelagert und nähern sich gelegentlich schon dem Charakter von Nagelfluh, zerbröckeln aber doch beim Abgraben o. ä. ziemlich leicht. Der natürliche Böschungswinkel beträgt rd.  $35^\circ$ , d. h. abgegrabene Böschungen z. B. stehen mit  $1:1\frac{1}{2}$  bis höchstens  $1:1\frac{1}{4}$ , wie sich beim Bau der vielen Wasserkraftanlagen

<sup>1)</sup> Danach müßten sich in Abb. 12 oben genannten Aufsatzes die  $\varrho$ - und  $\vartheta$ -Kurven bei  $90^\circ$  in einem Punkte schneiden, da die Wandneigung  $\alpha$  zu  $90^\circ$  angenommen wurde.

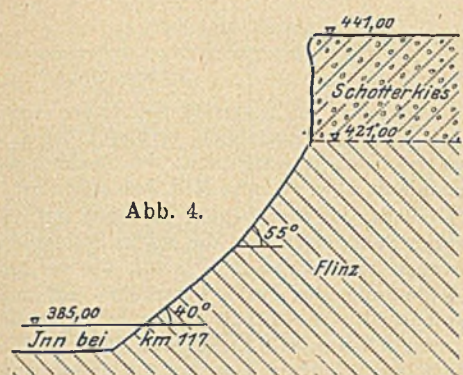


Abb. 4.

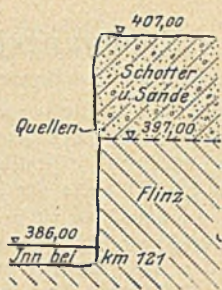


Abb. 5.

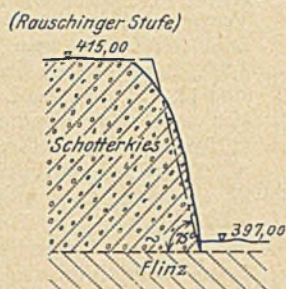


Abb. 6.

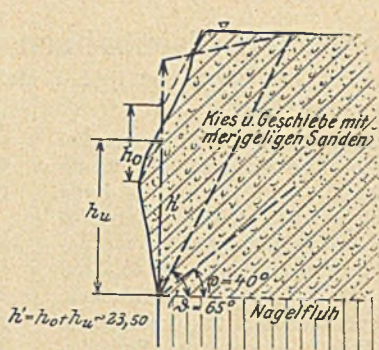


Abb. 7.

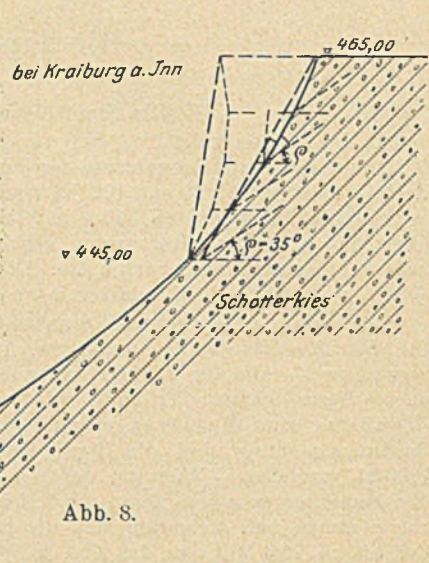


Abb. 8.

oft zeigte. Bei dem mergelreicheren Kies der Abb. 7 darf man etwa mit  $\rho = 40^\circ$  rechnen.

Da nun diese Kies auch steiler stehen können, somit im Boden bei der festen Lagerung auch noch Kohäsion mitwirken muß, so ist es wohl am wahrscheinlichsten, jene natürlichen Böschungswinkel als erreichten Reibungswert beim Bruch, also als Grundwert für die Ermittlung der Kohäsion zu betrachten. Man könnte schließlich auch andere Reibungswinkel annehmen, etwa den niedrigsten bei starker Durchfeuchtung; aber der richtigere Wert ist wohl nur der, der dem Feuchtigkeitsgrade der betrachteten Wand entspricht. Den genauen Wert kennen wir nicht und wissen auch nicht, in welchem Verhältnis ganz allgemein Reibung und Kohäsion zueinander stehen; denn in den normal bekannten Böschungswinkeln ist doch sicher sehr oft Kohäsion schon mitenthalten. Nur bei Kies erscheint es ziemlich einfach; hier dürfte in dem bekannten Böschungswinkel der Einfluß der Kohäsion nur sehr gering sein. Bei anderen, besonders den fetten Erden, ist die Frage viel schwieriger zu beurteilen, und man ist da noch mehr auf Versuche angewiesen.

Um nun bei Kies zu einem tatsächlich vorhandenen Werte der Kohäsion, d. h. der Schubfestigkeit  $K_s$  zu gelangen, ermittle ich diese mir aus bekannten Erdwänden, also aus  $h, \rho, \alpha$  rückwärts; sie wird also mindestens so und so hoch sein, denn die Wand steht ja noch; ja  $K_s$  wird auch noch für den betreffenden Fall höher als errechnet, da der Reibungswinkel  $\gamma$  erst beim Bruch gleich  $\rho$  wird. Das spezifische Gewicht setze ich  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ . Dann ergibt unter Verwertung obiger Gleichungen Fall Abb. 4 mit

$$\rho = 35^\circ, \alpha = 90^\circ, \vartheta = 35^\circ + \frac{90^\circ - 35^\circ}{2} = 62^\circ 30'$$

und

$$\eta = \left(1 - \frac{\text{tg } 62^\circ 30'}{\text{tg } 90^\circ}\right) \sin 62^\circ 30' \cos 62^\circ 30'$$

und

$$\left(1 - \frac{\text{tg } 35^\circ}{\text{tg } 62^\circ 30'}\right) = 0,260$$

$$K_s = 0,260 \frac{\gamma \cdot h}{2} = 0,260 \frac{1800 \cdot 20}{2} = 4670 \text{ kg/m}^2 = 0,467 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 6. Mit  $\rho = 35^\circ, \alpha \sim 75^\circ, \vartheta = 35^\circ + \frac{75^\circ - 35^\circ}{2} = 55^\circ$  wird

$$\eta = 0,126 \text{ und } K_s = 0,126 \frac{1800 \cdot 18}{2} = 2050 = 0,205 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 7  $\rho = 40^\circ, \alpha$  im Mittel  $\sim 90^\circ, \vartheta = 65^\circ, h' \sim 23,50$

$$\eta = 0,244, K_s = 0,244 \cdot 1800 \frac{23,50}{2} = 5180 = 0,518 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine unter  $85^\circ$  stehende Wand von 20 m Höhe, wovon die oberen 10 m auf Kies entfallen, ergibt mit  $\rho = 35^\circ K_s \sim 0,2 \text{ kg/cm}^2$ .

Eine senkrechte Lehmwand von 11 m Höhe, wie ich sie in einer Ziegelei sah, würde mit  $\rho = 40^\circ$  (und  $\alpha = 90^\circ$ ) auf einen Wert führen von mindestens

$$K_s = 0,233 \cdot 1500 \cdot \frac{11,0}{2} \sim 2000 = 0,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Fall Abb. 8. Bei Ord. 445,0 ist ungefähr der natürliche Böschungswinkel erreicht. Zur Erhaltung des Gleichgewichtes des oberen steileren Stückes von 20 m Höhe und der mittleren Neigung  $\alpha = 60^\circ$  ist noch eine Schubspannung  $K_s$  nötig:  $\rho = 35^\circ, \alpha = 60^\circ, \vartheta = 47^\circ 30'$  geben nach Gl. 2  $\eta = 0,09$  und  $K_s = 0,09 \cdot 1800 \cdot \frac{20}{2} = 1600 = 0,16 \text{ kg/cm}^2$ .

Betrachte ich nun in Abb. 8 die Wandfläche als Gleit- oder Bruchfläche für einen vorher abgerutschten steiler geneigten Erdkeil, so müßte das nun erhaltene  $K_s$  einen Materialgrenzwert darstellen. Aus Gl. 3 folgt, daß diese gedachte Wandfläche unter  $\alpha' = \alpha + (\alpha - \rho) = 2\alpha - \rho = 85^\circ$  geneigt gewesen sein muß. Das ergibt  $\eta = 0,15, K_s = 0,15 \cdot 1800 \cdot \frac{20}{2} = 0,27 \text{ kg/cm}^2$ . (Man kann hier unter Beachtung von Gl. 3 die Konstruktion der gedachten Wand auch stückweise aus der gekrümmten alten Wand herleiten, indem man aus jedem alten Wandstück den Winkel des entsprechenden neuen bestimmt und diese neuen Neigungen durch Parallelverschieben aneinanderreicht. Das Endergebnis ist das gleiche, als wenn man mit verglichenen Wand- und Gleitlinien arbeitet.)

Nach Gl. 4 hat die steilste Lage der Gleitfläche den Winkel

$$\vartheta = \frac{180 + \rho}{3} = \frac{180 + 35}{3} = 71^\circ 40';$$

dann beträgt die Wandneigung

$$\alpha = 180 - \vartheta = 108^\circ 20',$$

also ein Wandüberhang von rd.  $18^\circ$ . Das gäbe einen theoretischen Größtwert von  $\eta$

$$\eta_{\max} = \left(1 - \frac{\text{tg } 71^\circ 40'}{\text{tg } 108^\circ 20'}\right) \sin 71^\circ 40' \cos 71^\circ 40' \left(1 - \frac{\text{tg } 35^\circ}{\text{tg } 71^\circ 40'}\right) = 0,457.$$

Bei 10 m oder gar 20 m hoher Wand ergäbe das

$$K_s = 0,457 \cdot 1800 \cdot \frac{10,0}{2} = \dots = 0,41 \text{ bzw. } 0,82 \text{ kg/cm}^2.$$

Vergleicht man nun alle die in den einzelnen Kieswänden herrschenden  $K_s$ -Werte miteinander, so kommt man zu dem Schlusse: Die Schubspannung festgelagerten, wagrecht geschichteten Schotterkieses (Moränen) beträgt mindestens  $4000 \text{ kg/m}^2 = 0,4 \text{ kg/cm}^2$ . Fettere Erdarten, wie Dammerde, Letten, Klei, dürften aber wahrscheinlich noch höhere Werte, vielleicht das Doppelte aufweisen.

Will man diese Eigenschaft der Erdarten genauer prüfen, so müßte man weitgehend Versuche anstellen, die aber auch nur für solche Bodenarten durchführbar wären, die nicht wie die Kies ihre wesentlich interessierende Eigenschaft, die Kohäsion, in dem Augenblicke verlieren, in dem man sie aus dem Boden ausgräbt, wobei sie sicher zerbröckeln. Oder man muß in solchen Fällen Belastungs- und andere Versuche unmittelbar an Ort und Stelle vornehmen. Der andere, und zunächst allein mögliche Weg ist der unmittelbarer Naturbeobachtung und Auswertung der so gemachten Aufmessungen nach obenstehender Weise.

Zweck meiner Arbeit ist, die Fachgenossen zu solchen Beobachtungen anzuregen, die sich also erstrecken müßten auf das genaue Querprofil, die verschiedenen Bodenarten, Feuchtigkeitsgrad, spez. Gewicht, etwa eingetretene Gleitflächen, Art des Böschungsfußes u. a. m. Ich wäre für Mitteilungen hierüber sehr dankbar, entweder unter Vermittlung der Schriftleitung an mich oder in Form von Veröffentlichungen, so daß man auf diese Weise das Problem des Erddruckes etwas aufhellen könnte.

## Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23.

Alle Rechte vorbehalten

Von Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer in Berlin-Wilmersdorf.

### I. Die Staatseisenbahnen.

In der „Bautechnik“ 1923, Heft 14 vom 30. März, S. 140 konnte bei Mitteilung der Betriebsergebnisse der japanischen Staatsbahnen für die Rechnungsjahre 1919/20 und 1920/21 festgestellt werden, daß sich deren Wirtschaftsbild im letzten Jahre in bezug auf Betriebszahl, Betriebsüberschuß und Kapitalverzinsung gegen das Vorjahr, wenn auch unbedeutend, verschlechtert hatte: Die Betriebszahl war von 65,4 auf 69,1 % gestiegen, die Kapitalverzinsung von 7,7 auf 7,0 % gesunken.

Die von der japanischen Staatseisenbahnverwaltung neuerdings für das übernächste Rechnungsjahr, 1922/23, mitgeteilten Betriebsergebnisse — die für 1921/22 fehlen noch — lassen erkennen, daß nach dieser kleinen Trübung wieder eine geradezu glänzende Wendung zum Besseren eingetreten ist. In der nachstehenden Zusammenstellung sind die Ergebnisse von 1922/23 mit denen von 1920/21 verglichen. Während der Gesamtumfang des Bahnnetzes in den bezeichneten zwei Jahren um 524,7 engl. Meilen, das sind 8,1 %, zugenommen hat, steigerten sich die Roheinnahmen in der gleichen Zeit um rd. 78,9 Mill. Jen, das sind 22,5 %; die Betriebsausgaben aber konnten sogar um rd. 12,4 Mill. Jen = 5,1 % verringert werden. Es ergibt sich demnach die bemerkenswerte Senkung der Betriebszahl von 69,1 auf 53,5 % und die außerordentlich hohe Zunahme des Betriebsüberschusses um mehr als 91 Mill. Jen, das sind 84,1 %, auf 199,8 Mill. Mit einer Betriebszahl von 53,5 % dürften die japanischen Staatsbahnen heute wohl unübertroffen unter den übrigen Kulturländern der Erde dastehen. Dieses beachtenswert günstige Ergebnis konnte erzielt werden, indem die Zahl der Bediensteten nur um 9,4 %, d. h. wenig mehr als der Steigerung des Gesamtumfangs der Bahnen entsprach, vermehrt wurde. Aus alledem darf man wohl auf eine recht geschickte Verwaltung der japanischen Staatsbahnen schließen, wobei allerdings neben ihrer günstigen Verkehrslage auch der Umstand zu berücksichtigen ist, daß sich die allgemeine wirtschaftliche Lage Japans durch den Weltkrieg außerordentlich gehoben hat. Wie weit übrigens der Betriebsüberschuß von 199,8 Mill. Jen

durch den Kapital- und Zinsendienst in Anspruch genommen wird und welcher Reinüberschuß demnach tatsächlich verbleibt, ist aus den amtlichen Mitteilungen noch nicht ersichtlich; im Rechnungsjahr 1920/21 hatte der Zinsendienst usw. rd. 48,5 Mill. Jen erfordert.

Im einzelnen ist noch folgendes hervorzuheben: in bezug auf die Ausstattung des Bahnnetzes mit Fahrzeugen fällt die starke Steigerung in der Zahl der Personenwagen um 1232 = 15,3 % auf, die der bekanntlich überwiegenden Bedeutung des Personenverkehrs auf den japanischen Eisenbahnen entspricht. Wesentlich größer ist sogar die Vermehrung der Sitzplätze, nämlich um 90 312, das sind 24,4 %. Die Zahl der Güterwagen hat in der gleichen Zeit um 3286, das sind 6,3 % zugenommen, das Ladegewicht im ganzen um 67 901 Tons, das sind 11,4 %, und das Ladegewicht für den Wagendurchschnitt bewegt sich weiter auf ziemlich stetig ansteigender Bahn: von 11,45 auf rd. 12 Tons für den Güterwagen.

Der Lokomotivpark setzt sich zusammen aus 1188 Tenderlokomotiven, 2454 mit Schlepptender- und 29 elektrischen Lokomotiven. Von den Personenwagen sind noch 3948 zweiachsig, 5360 mit Dreigestell versehen; dreiachsige Personenwagen kennt man in Japan nicht. Von den Güterwagen sind 29 295 bedeckt, 26 110 offen.

Die Leistungen des Betriebes, d. h. die gefahrenen Zugmeilen im ganzen haben sich um nahezu 5 Mill., das sind 6,5 % gesteigert, während die Zahl der Reisenden und der beförderten Gütertonnen sich erheblich mehr gesteigert hat. Die Züge werden also besser ausgenutzt. Die Zugmeilen in Personen- und Güterzügen lassen sich mit denen des Jahres 1920/21 nicht ohne weiteres vergleichen, weil bei diesem noch Angaben für gemischte Züge gemacht wurden, die für 1922/23 völlig fehlen. Jedenfalls sind die Leistungen im Personenzugdienst, der Zunahme des Personenverkehrs entsprechend, stark gesteigert, um 27,4 %, während die Zunahme bei den Güterzügen nur 13 % beträgt. Die Zahl der Wagenmeilen der Personenwagen hat um 17,2 % zugenommen, die der Güterwagen aber um 23,4 % abgenommen; da sich aber die Zahl der beförderten Personen um 106,9 Mill. = 26,3 %, die der Gütertonnen um 7,4 Mill. = 13,2 % gesteigert hat, so erkennt man, daß sowohl die Personen- als auch die Güterzüge eine wesentlich bessere Ausnutzung als früher erfahren haben müssen.

Die schon erwähnte Steigerung des Personenverkehrs um 106,9 Mill. = 26,3 % auf 512,7 Mill. Reisende fällt besonders ins Auge. Da der Ertrag der Personenbeförderung sich aber nur um 19,6 Mill. Jen = 10,9 % auf 199,8 Mill. Jen gehoben hat, so müssen wirksame Personentarifermäßigungen eingetreten sein (neben einer starken Verkürzung der durchschnittlichen Fahrtlänge). Umgekehrt zeigt der Güterverkehr, bei einer Zunahme der Tonnenmeilen um 437,7 Mill. = 7,4 % und der beförderten Gütertonnen um 7,4 Mill. = 13,2 %, im Ertragnis die bedeutende Zunahme um 45,8 Mill. Jen = 34,7 %. Daraus ergibt sich, daß neben besserer Zug- und Wagenauslastung im Güterverkehr namhafte Tarifierhöhungen vorgenommen worden sein müssen. Die Länge der Durchschnittsfahrt für den Reisenden hat sich von 20,7 auf 19,9 engl. Meilen, für die Gütertonne sogar von 104,7 auf 99,3 engl. Meilen verringert. Der Personenverkehr überwiegt im Ertragnis über den Güterverkehr immer noch um 59,6 Mill. gegen 71,9 Mill. Jen im Rechnungsjahr 1920/21. Die Gesamtsumme der Betriebsausgaben von 229 778 431 Jen setzt sich zusammen wie folgt:

Insgemein . . . . .	7 963 222 Jen
Bahnunterhaltung . . . . .	48 126 374 „
Betrieb . . . . .	66 455 131 „
Unterhaltung der Fahrzeuge . . . . .	24 104 538 „
Verkehr . . . . .	70 162 265 „
Dampferdienst . . . . .	7 019 279 „
Verschiedenes . . . . .	5 947 622 „

Im ganzen: 229 778 431 Jen

Das glänzende Wirtschaftsbild der Staatsbahnen wird leider im nächsten Jahre infolge des großen Erdbebens vom 1. September 1923 eine starke Trübung zeigen.

### II. Die privaten Neben- (Local Railways) und Kleinbahnen (Tramways).

Die bei der großen Eisenbahnverstaatlichung von 1906 von dem Ankauf ausgeschlossenen, übrigbleibenden Privatbahnen, etwa 450 engl. Meilen = rd. 725 km, haben seitdem überwiegend den Charakter von Neben- und Kleinbahnen erhalten und sind später nach dem japanischen Kleinbahngesetz vom April 1910 zum Teil auch förmlich in Kleinbahnen umgewandelt worden. Am 31. März 1920 bestanden an privaten Nebenbahnen 140 Unternehmungen mit 2005,8 Meilen = 3227 km Gesamtlänge und einem Anlagekapital von etwa 217 Mill. Jen. Auf die einzelne Verwaltung kommt also nur ein Durchschnitt von 23 km

	Rechnungsjahr		Unterschied	
	1920/21	1922/23	im ganzen	in %
Bahnlänge in engl. Meilen . . . . .	6 480,99	7 005,7	+ 524,7	+ 8,1
Zahl der Stationen . . . . .	1 867	2 042	+ 175	+ 9,4
„ d. Bediensteten . . . . .	163 822	179 159	+ 15 337	+ 9,4
„ der Werkstätten . . . . .	—	21	—	—
Lokomotiven . . . . .	3 306	3 671	+ 365	+ 11,0
Personenwagen . . . . .	8 066	9 298	+ 1 232	+ 15,3
Zahl der Sitzplätze . . . . .	370 449	460 761	+ 90 312	+ 24,4
Güterwagen . . . . .	52 119	55 405	+ 3 286	+ 6,4
Ladegew. in Tons (1 Ton = 1016 kg) . . . . .	596 810	664 711	+ 67 901	+ 11,3
für einen Wagen . . . . .	11,45	11,997	0,547	+ 4,7
Gefahrene Zugmeilen in:				
Personenzügen . . . . .	37 072 164	47 251 199	+ 10 179 035	+ 27,4
Güterzügen . . . . .	30 470 697	34 531 779	+ 4 061 082	+ 13,0
gemischt. Zügen . . . . .	9 242 731	—	— 9 242 731	—
Im ganzen . . . . .	76 785 592	81 782 978	+ 4 997 386	+ 6,5
Wagenmeilen der:				
Personenwagen . . . . .	575 740 931	674 922 915	+ 99 181 984	+ 17,2
Güterwagen . . . . .	1 352 521 751	1 036 281 569	— 316 240 182	— 23,4
Befördert:				
Personen . . . . .	405 800 000	512 700 000	+ 106 900 000	+ 26,3
Gütertonnen . . . . .	56 623 871	64 070 573	+ 7 446 702	+ 13,2
Tonnenmeilen in Millionen . . . . .	5 927,2	6 364,9	+ 437 700 000	+ 7,4
Einnahmen aus:	in Millionen Jen:			
Personenbeförderung . . . . .	180,2	199,8*)	+ 19,6	+ 10,9
Person-, Gepäck-, Post- und Expressgutverkehr . . . . .	203,9	237,4	+ 33,5	+ 16,4
Güterverkehr . . . . .	132,0	177,8	+ 45,8	+ 34,7
	in Jen:			
Roheinnahme . . . . .	350 699 584	429 593 995	+ 78 894 411	+ 22,5
Betriebsausgabe . . . . .	242 161 686	229 778 431	— 12 383 255	— 5,1
Betriebszahl in % . . . . .	69,1	53,5	— 15,6	—
Betriebsüberschuß . . . . .	108 537 898	199 815 564	+ 91 277 666	+ 84,1

\*) Ohne Schnellzug-Zuschlagkarten und Schlafwagenkarten.

**A. Private Nebenbahnen. a) Im Betriebe.**

Rechnungsjahr 1922/23. Betriebsart	Zahl der Unterneh- mungen	Betriebs- länge in Meilen	Kapital	Baukosten
			in Jen	
Dampf . . . . .	131	1923,6	261 410 453	157 616 544
Elektrisch . . . . .	27	236,4	101 492 500	48 755 222
Dampf- u. elektrischer Betrieb vereinigt . . . . .	8	184,6	57 850 000	24 364 789
Gas . . . . .	—	—	—	—
Pferde . . . . .	—	—	—	—
Rikischa . . . . .	1	2,8	—	55 000
<b>Im ganzen</b>	<b>170</b>	<b>2347,4</b>	<b>420 752 953</b>	<b>230 791 555</b>
1919/20 . . . . .	140	2005,8	—	217 000 000
Unterschied	+ 30	+ 341,6 = 17%	—	—
<b>b) Im Bau.</b>				
Dampf . . . . .	112	1758,79	114 410 174	175 817 597
Elektrisch . . . . .	89	1100,54	293 230 000	369 908 055
Dampf- u. elektrischer Betrieb vereinigt . . . . .	5	49,02	—	7 416 635
Gas . . . . .	3	17,26	3 220 000	905 000
Pferde . . . . .	—	—	—	—
Rikischa . . . . .	—	—	—	—
<b>Im ganzen</b>	<b>209</b>	<b>2925,61</b>	<b>410 860 174</b>	<b>554 047 287</b>

Betriebslänge. Hier besteht demnach eine weitgehende Zersplitterung in lauter kleine Unternehmungen. Die kilometrischen Anlagekosten belaufen sich im Durchschnitt auf etwa 141 000 G.-M.

Vorstehende Zusammenstellung A zeigt den Bestand an Nebenbahnen für das Rechnungsjahr 1922/23 und ihre Verteilung auf die verschiedenen Betriebsarten, Anlagekapital und Baukosten für die Betriebsstrecken und Neubaulinien. Gegen das Jahr 1919/20 ergibt sich eine Zunahme um 30 Unternehmungen und um 341,6 engl. Meilen Betriebslänge = 17%. Zusammenstellung B gibt ebenso für die Klein-

**B. Kleinbahnen.**

Rechnungsjahr 1922/23. Betriebsart	Im Betriebe			Im Bau		
	Unter- neh- mungen	Betriebs- länge in engl. Meilen	Kapital in Jen	Unter- neh- mungen	Länge in engl. Meilen	Kapital in Jen
Dampf . . . . .	25	258,84	10 227 360	15	99,38	1 602 500
Elektrisch . . . . .	72	881,81	1 056 776 397	74	558,88	85 344 000
Gas . . . . .	7	48,70	1 952 500	8	92,55	1 970 000
Pferde . . . . .	29	156,09	26 028 000	26	140,95	2 765 000
Rikischa . . . . .	12	52,54	1 380 398	9	73,65	1 805 000
<b>Im ganzen</b>	<b>145</b>	<b>1397,98</b>	<b>1 096 364 655</b>	<b>132</b>	<b>965,40</b>	<b>93 486 500</b>
1919/20 . . . . .	141	1288,3	469 400 000	—	—	—
Unterschied	+ 4	+ 109,68 = + 9,5%	—	—	—	—

bahnen den Bestand der Betriebsstrecken und Neubaulinien mit ihrer Betriebsart und den Kapitalbeträgen. Die Zunahme der im Betriebe befindlichen Linien gegen 1919/20 beträgt nur vier Unternehmungen mit 109,68 engl. Meilen = 9,5%.

Bei den Kleinbahnen fällt das starke Überwiegen des elektrischen Betriebes auf, während bei den Nebenbahnen der Dampfbetrieb noch bei weitem im Vordergrund steht und nur bei den Neubaulinien elektrischer Betrieb neben dem Dampfbetriebe an Bedeutung zu gewinnen scheint. Bei den Kleinbahnen werden noch 12 Linien mit 52,5 Meilen Betriebslänge als Rikischahbahnen mit Kulis betrieben, 9 solcher Linien mit 73,65 Meilen Gesamtlänge sind noch im Bau, und ferner sollen 26 Linien mit 140,95 Meilen Betriebslänge heute mit Pferdebetrieb hergestellt werden, was in dem sonst so fortgeschrittenen Japan einigermaßen überraschen muß. Die erwähnte große Zersplitterung der Unternehmungen besteht bei den Nebenbahnen wie bei den Kleinbahnen; bei ersteren beträgt für 1922/23 die Durchschnittslänge  $\frac{2347,4}{140}$  engl. Meilen = 22,2 km; bei letzteren  $\frac{1397,98}{145}$  engl. Meilen = 15,4 km.

**Vermischtes.**

28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Schluß aus Heft 10.) Herr Dr.-Ing. Arndt der Philipp Holzmann A.-G., Halle a. d. S., berichtete über den „Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen“, nachdem der bauliche Teil dieses trotz der vergleichsweise niedrigen Höhe von 24,75 m einmal wegen seiner Länge, dann aber wegen der mannigfachen Schwierigkeiten der Ausführung bemerkenswerten Bauwerks bereits den Gegenstand eines Vortrages in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gebildet hatte.<sup>1)</sup> Verbaut sind im ganzen 66 500 m<sup>3</sup> Bruchsteinmauerwerk und 7000 m<sup>3</sup> Beton, und der Vortragende wies darauf hin, daß die Ausführung durchweg in Beton vermutlich eine Reihe betrieblicher und wirtschaftlicher Vorteile gewährt hätte, da der Steinbruch — wie meist das Schmerzenskind des Baustellenbetriebes — jedenfalls leichter für die Gewinnung der erforderlichen Schottermengen als des Bruchsteinmaterials zu betreiben gewesen wäre. Nach einer Vorführung des Gerüstbaues durch Turmdrehkrane von einem kurzen Anfangsstück aus behandelte er an Hand von Darstellungen des Gesamtanlageplanes und der Einzelbauwerke Schotterlager, Traß- und Zementsilos, Kalk- und Sandlager, Mischanlage und Kohlenschuppen die Mörtel- und Betonbereitung. Die letztere entsprach einer täglichen Höchstleistung von 450 m<sup>3</sup> verbauten Mauerwerks, die einzelnen Materialien kommen nach amerikanischem Vorbilde schon in den Kippern zusammen, bei der Anlage war man nach Möglichkeit auf die Ausnutzung der Schwerkraft und, wo diese nicht möglich war, jedenfalls auf kürzeste Verkehrsstrecken bedacht. Als besonders geschickt und wirtschaftlich darf die Anlage und der Entnahmebetrieb des Sandlagers bezeichnet werden, bei dem die Kippwagen gleichsam in einen ausgesparten Tunnel hineingeführt und durch Rutschen beladen wurden. Das Kalklager befand sich in unmittelbarer Nähe der Mischanlage am Ende eines Zweiggleises. Traß- und Zementsilo waren in Holz ausgeführt, eine anfänglich beabsichtigte innere Verkleidung mit Blech war wegen der hohen Kosten unzulässig, die eingelagerten Baustoffe haben jedoch auch so in keiner Weise gelitten; zu beachten ist freilich, daß infolge ihrer starken hygroskopischen Eigenschaften das Holz stark austrocknet und demzufolge schwindet. Sack- und Staubverlust wurden dadurch ausgeschlossen, daß besondere Förderwagen vom Silo in die Eisenbahnwagen hineinfuhren, die Entladung der letzteren also so unmittelbar wie möglich stattfand. Besonders dankenswert erschien es, daß der Vor-

tragende an Hand graphischer Kostenvergleiche feststellte, wo etwa die Grenze der „Überinstallation“ beginnt, wo z. B. das angewendete Silageverfahren teurer zu stehen kommt als die einfache Lagerung in Schuppen oder Vorratshäufen.

Handelte es sich bei diesem Vortrage um die freilich mustergültige Einrichtung einer immerhin nur mittleren Staumauerbaustelle, so konnte Herr Dr.-Ing. Enzweiler bei dem ersten Vortrage des dritten Sitzungstages „Der Bau der Schwarzenbachtalsperre“ über eine der bedeutendsten Ausführungen auf diesem Gebiet berichten, bei der im ganzen 290 000 m<sup>3</sup> Mauermassen hergestellt und eine durchschnittliche Tagesleistung von 900 m<sup>3</sup>, Spitzenleistungen bis zu 1200 m<sup>3</sup> erzielt wurden. Die Mauer ist 65 m hoch und 500 m lang; sie ist als Schwergewichtmauer mit Dreieckquerschnitt in Gußbeton mit Blocksteineinlagen und Granitverblendung an der Wasserseite ausgeführt. Gegenüber den auch jetzt noch hier und da laut werdenden Bedenken gegen den Gußbeton stellte der Vortragende fest, daß der Gußbeton in den aus dem Bauwerk ausgestemmtten Proben eine größere Festigkeit aufwies als in den Probewürfeln, daß ohne ihn die erzielten Arbeitsleistungen auch nicht entfernt möglich gewesen wären und daß man dank seiner Verwendung für die gesamte Baustelle mit 35% der Gesamtzahl an gelernten Arbeitern auskam, die meist im Steinbruch, für die Bedienung der Maschinen und dergl. Sonderarbeiten erforderlich waren.

Zum Vergleich sei hier bemerkt, daß die in Bruchsteinmauerwerk ausgeführte Talsperre zu Mauer 66% gelernte Arbeiter erforderte. Die Verwendung der Blocksteineinlagen verfolgte einmal den Zweck einer Verzahnung der einzelnen Arbeitsschichten, sie erhöhte ferner — was bei einer Schwergewichtmauer nicht ohne Bedeutung ist — das spezifische Gewicht des Mauerwerks und brachte endlich den wirtschaftlichen Vorteil einer Ersparnis teurer Bindemittel. Da — wie bereits angedeutet — die Verwendung der Steinblöcke die Wahl der Fördermittel beeinflußt und ihre Verlegung neben dem Gießverfahren zwei verschiedene Arbeitsvorgänge bedeutet, so sind die Möglichkeiten dazu nicht unbeschränkt. Es wurden bei der Schwarzenbachtalsperre etwa 17,5% Steineinlagen eingebracht gegenüber 10% bei der Barberine-Staumauer<sup>2)</sup>; bei der Wäggitalsperre hat man sich bekanntlich entschlossen, von Steineinlagen abzusehen.

Dehnungsfugen wurden im unteren Mauerteil alle 60 m, im oberen alle 30 m in Verzahnung vorgesehen und mit Kupferstreifen überdeckt. Auf besonders gute Dichtung wurde besonderer Wert gelegt; sie wurde durch mehrfache Lagen von Asphaltanstrichen und Torkretputz in

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 1, S. 10 u. 11.

<sup>2)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 13, S. 134.

— wie der Vortragende hervorhob — recht umständlicher Arbeit hergestellt. Die Ausführung der Mauer geschah im Etagenbau, der das gleichzeitige Ansetzen einer größeren Arbeiterzahl und dadurch einen schnelleren Arbeitsfortgang erlaubte. Der Gußbeton wurde in einzelnen, möglichst großen Mauerblöcken eingebracht.

Erforderlich waren außer der Gewinnung einer entsprechenden Menge von Bruchsteinen die Zerkleinerung von rd. 180 000 m<sup>3</sup> Schotter und Sand, das Heranfahren von 70 000 t Zement, von 28 000 t Traß, von 16 000 t Kalk, die Verarbeitung von 12 000 m<sup>3</sup> Holz, die Anlieferung erheblicher Sprengstoffmengen, der Aushub von 85 000 m<sup>3</sup> Fels, die Beseitigung von rd. 70 000 m<sup>3</sup> Abraum, schließlich die Anlieferung von Baumaschinen, Baracken, Rollbahnmateral, Geräten im Gesamtgewicht von 6000 t.<sup>3)</sup> Die Baustelle selbst liegt 650 m über dem Meeresspiegel im Schwarzenbachtal und etwa 350 m höher als die etwa 4 km entfernte Station Rauh Münzsch, die als Ausgangsbahnhof für die Anfuhr sämtlicher Geräte und Baustoffe ausgebaut wurde. Zur Überwindung des genannten Höhenunterschiedes wurde auf dem Waldhang ein Schrägaufzug vom Bahnhof aus angelegt, der am oberen Ende seine Fortsetzung in einer nahezu wagerecht angelegten elektrischen Förderbahn fand, die bis an die Beschickungseinrichtungen der Sperre heranreichte. Die Vorteile des Schrägaufzuges bestanden einmal in den geringeren Anlagekosten, sodann in der Möglichkeit einer schnelleren Fertigstellung. Er war ferner besser in der Lage, auch sperrige Güter und solche größeren Gewichtes zu befördern, also z. B. die erwähnten Blocksteine. Eingleisig mit einer Ausweiche in der Mitte angeordnet, hat er eine Spurweite von 1,20 m, die vollen Wagen werden von der einen Seite hinauf-, die leeren auf der anderen Seite herab befördert; die durchschnittliche Neigung beträgt 1:2,5. Der Schrägaufzug überwindet einen Höhenunterschied von 270 m und hat eine Länge von 800 m, die Geschwindigkeit beträgt 1,5 m/Sek., die Zugkraft 40 t am Haken. Er dient im wesentlichen zur Beförderung der Bindemittel, der Verbrauch- und Betriebsstoffe, der Ersatzteile für Baumaschinen sowie der Heranführung der Lebensmittel und hat sich im Betrieb als außerordentlich praktisch bewährt; die Zahl der Störungen ist sehr gering gewesen.

Die elektrische Waldbahn als Verbindung des oberen Endpunktes des Schrägaufzuges mit der Sperre ist eingleisig mit 900 mm Spur verlegt und 1,4 km lang. Von Vorteil war die noch vor Beginn des Baues bewirkte Einrichtung des Steinbruches, der an demselben Hang gelegen ist und der fast alle Zuschlagstoffe für die erforderlichen Betonmengen geliefert hat.

Im übrigen wurde — ebenso wie bei dem Bau der Muldenbergstalsperre — auch hier der Steinbruch als Schmerzenskind insofern bezeichnet, als er sehr erhebliche Sprengarbeiten und Sprengmassen erforderte. Als Sprengmittel diente flüssige Luft: ein Verfahren, das sich dank seiner jetzigen Vervollkommnung in wirtschaftlicher und in sicherheitstechnischer Weise durchaus bewährt hat.

Zur Herstellung des Betons diente eine in Holz erbaute mehrstöckige Brech- und Mahlanlage, in der die aus dem Granitbruch kommenden Steine unter Zusatz der erforderlichen Bindemittel zu Gußbeton verarbeitet wurden, und zwar standen fünf selbständige Anlagen nebeneinander, deren jede in der Hauptsache aus dem Steinbrecher, der Walzenmühle, dem Becherwerk, der Siebtrommel und der Betonmischmaschine bestand und durch Elektromotoren betrieben wurde. Eine Reihe von Reservesilos für Schotter, Sand, Zement, Traß und Kalk befanden sich in unmittelbarer Nähe der Mischmaschine, so daß deren Betrieb auch bei etwaiger Zufuhrunterbrechung aufrecht erhalten werden konnte. Die Bewegung sämtlicher Massen geschah nach Möglichkeit überall entweder im freien Fall oder selbsttätig durch Becherwerke, Sackaufzüge, Förderbänder und Förderschnecken. Die Mischmaschinen gaben den fertigen Gußbeton durch Rinnen in besondere auf Plattenwagen stehende Kübel ab, die mittels Seilzuges an den Kabelkran herangeführt, von diesem gefaßt, an die Verwendungsstelle gebracht und hier mit einem Hebelgriff entleert wurden.

Für die Einbringung des Gußbetons und zur Beförderung der Blocksteine überspannten vier Kabelkrane das Schwarzenbachtal im Zuge der Sperrmauer. Das von der Siemens-Bauunion hier angewendete Kabelkranverfahren<sup>4)</sup> hat sich durchaus bewährt und den Nachweis erbracht, daß das Wesen des Gußbetons durchaus unabhängig ist von den Gießtürmen amerikanischen Mustern und dem oft weitverzweigten System von Gießrinnen. Herr Dr. Enzweiler konnte vielmehr darauf hinweisen, daß es gegenüber den letzteren eine Reihe betrieblicher Vorzüge hat und daß ihm beim Besuch einer anderen bekannten Talsperrenbaustelle, bei der beide Betonförderarten nebeneinander in Gebrauch sind, mitgeteilt wurde, daß die Kabelkrananlage dort oft genug die Aufgabe habe, bei den mehrfachen Störungen im Betriebe der Gießrinnen auszuhelfen.

<sup>3)</sup> Vergl. auch Z. d. V. d. I. 1924, Heft 27 u. 28.

<sup>4)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 49/50, S. 477.

Eine besondere Unterstützung fanden die Ausführungen, für die Herr Dr. Hüser dem Vortragenden als einen Beweis des Siegeszuges der Gußbetonbauweise danken konnte, durch die prächtigen und anschaulichen Natur- und Trickfilm-Aufnahmen, die mehrfach den lauten Beifall der Versammlung auslösten. Gerade zur Veranschaulichung der weitverzweigten Fördereinrichtungen trugen sie viel bei, ebenso wie die Filmdarstellung des Sprengens mit flüssiger Luft als Beleg für die Vorteile dieses betriebssicheren und trotzdem genügend brisanten neuen Sprengmittels gelten durfte.

Der erste Teil des Vortrags von Herrn Geheimrat Professor Dr.-Ing. Max Möller-Braunschweig „Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall“ betraf den Einsturz der als Dreigelenkbogen ausgeführten Flensburger Brücke. Wie der Vortragende selbst zu Anfang seiner Ausführungen bemerkte, ist in der „Bautechnik“ 1924, Heft 46, S. 524, über den Unfall ausführlich berichtet worden,<sup>5)</sup> so daß sich eine nochmalige Wiedergabe an dieser Stelle erübrigt.

Weiterhin berichtete Geheimrat Möller über den Unfall beim Bau der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Kymin bei Kovia in Finnland am 19. Oktober 1923, wo infolge plötzlich eintretenden Hochwassers die bei einer Tiefe von rd. 9 m ohnehin schwierige Unterstützung des Lehrgerüsts fortgerissen wurde, dieses nachgab und ein Widerlager aus seiner Schale rutschte. An Hand von Lichtbildern schilderte der Vortragende die Vorkehrungen zur Behebung des Schadens, der dadurch, daß sich der Bogen mit seinem Kämpfer glücklicherweise gegen den unteren Teil des Schrägwiderlagers verding, in mäßigen Grenzen blieb: Die Schrägfläche des Widerlagers wurde durch Rundeisenbewehrung und Torkretbeton verbreitert; von einer Hebung des Bogens konnte daraufhin und wegen der Schwierigkeiten, die die Aufstellung eines neuen dazu wieder erforderlichen Lehrgerüsts verursacht hätte, abgesehen werden. Die von den Professoren Mörsch-Stuttgart und Krüger-Stockholm geleiteten Wiederherstellungsarbeiten haben vollen Erfolg gehabt; die vor kurzem mit sechs Lokomotiven vorgenommene Probelastung ist gut verlaufen.

An der sich an den Vortrag anschließenden Aussprache, bei der die Meinungen z. T. recht lebhaft aufeinandertrafen, beteiligten sich die Herren Prof. Moersch, Prof. Colberg, Prof. Gehler, Dr.-Ing. Langelott, Prof. Spangenberg und Dr.-Ing. Hüser. Sie drehte sich im wesentlichen um die Frage der Ursache des Flensburger Unfalls, die einerseits in der falschen Art der Ausschalung, andererseits in fehlerhaftem Entwurf und in mangelhafter Ausführung gesucht wurde.

Herr Prof. Loeser berichtete über „Die wesentlichsten Änderungen der vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen“, die er als einen Kompromiß zwischen den Wünschen des Baupolizeibeamten, des Wissenschaftlers und des ausführenden Praktikers bezeichnete und als deren Grundgedanken er das Bestreben einer Prämierung eines einwandfreien Entwurfes und der gewissen Ausführung bezeichnete. Er schloß seine Besprechung mit der Erwartung, daß die bisher so bevorzugten durchlaufenden Konstruktionen wohl zugunsten der Rahmen zurücktreten dürften und in der Hoffnung, daß die sehnlichst erwarteten neuen Vorschriften über trägerlose Decken nicht etwa eine „Pilzdeckenepidemie“ heraufbeschwören möchten.<sup>6)</sup>

Im Anschluß berichtete Herr Prof. Rütth als Ergänzung zu dem bereits im vorigen Jahre in „Beton u. Eisen“<sup>7)</sup> veröffentlichten Versuche mit dem hochwertigen Portlandzement der Zementfabrik Dyckerhoff & Söhne über weitere Versuche an Hand eingehenden Zahlenmaterials und graphischer Darstellungen.

Den Gegenstand des letzten Vortrages bildete „Der Betonstraßenbau im In- und Ausland“, über den als erster Herr Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel auf Grund seiner Reiseindrücke in den Vereinigten Staaten von Nordamerika sprach, wo bekanntlich der riesenhafte Autoverkehr schon seit langem Straßendecken von besonderer Festigkeit verlangt. Deshalb ist in Amerika der Bau von Betonstraßen schon heute überaus weit vorgeschritten und namentlich auch dadurch stark gefördert werden, daß für die Herstellung von Versuchsstrecken und deren gründliche Erprobung reiche Mittel in einem Umfange zur Verfügung standen, wie das für Deutschland in absehbarer Zeit nicht in Frage kommen kann.

An Hand einer Zusammenstellung drüber üblicher Straßenquerschnitte, bei denen besonders die Randverstärkungen hervorzuheben

<sup>5)</sup> Vergl. ferner „Die Bautechnik“ 1924, Heft 49, S. 560.

<sup>6)</sup> Vergl. zu diesem Gegenstande auch „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 4: Ellerbeck, Die Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen; Friedrich, Die neuen Eisenbetonbestimmungen und die Verhütung von Bauunfällen; David, Über die Auswirkung von Bestimmungen auf Bauweisen im allgemeinen und über einige Erfahrungen im Verbundbau vom baupolizeilichen Standpunkte.

<sup>7)</sup> 1924, Heft 6, S. 16.



sind, betonte der Vortragende die große Sorgfalt, die die Amerikaner der Herstellung und der Nachbehandlung des Betons angedeihen lassen und die durch eine Reihe von bemerkenswerten Lichtbildern belegt wurde. Es haben sich in den Vereinigten Staaten eine Reihe besonderer Maßnahmen und Herstellungsverfahren herausgebildet, um der gewaltigen Verkehrsbeanspruchung ohne Rücksicht auf die Erhöhung der Herstellungskosten einen in jeder Hinsicht einwandfreien und widerstandsfähigen Beton gegenüberzustellen; Maßnahmen, deren Großzügigkeit uns Deutschen unbekannt ist.

Weckten die packenden Darstellungen des Vorredners Bewunderung und Neid über den hohen Stand des amerikanischen Betonstraßenbaues, so waren die sich daran anschließenden Mitteilungen des Herrn Dr.-Ing. Petry — soweit sie sich auf Deutschland bezogen — im Anfang hauptsächlich eine Zusammenstellung der Krankheiten und Fehlschläge des Betonstraßenbaues. Allerdings nur bis zur Ausführung der Probestrecke auf der Automobilstraße im Grunewald, die sich seit nunmehr vier Jahren einwandfrei bewährt und die bewiesen hat, daß auch in Deutschland mit seinen zurzeit so begrenzten Möglichkeiten die Vorbedingungen für den sachgemäßen Bau von Betonstraßen vorhanden sind. Ausgehend von der einschlägigen Literatur und den Ergebnissen des Straßenbaukongresses zu Sevilla besprach Herr Dr.-Ing. Petry dann andere europäische Ausführungen, vorzugsweise in England; er berührte jedoch mehrfach auch amerikanische Beispiele und hatte dann wiederholt Gelegenheit, auf die Ausführungen seines Vorredners Bezug zu nehmen.

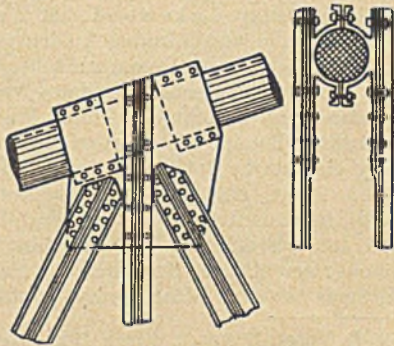
Wenn er, wie vorher schon Herr Dr.-Ing. Hüser am Schlusse des Vortrages Kleinlogel, betonte, daß gerade der Betonstraßenbau große Ansprüche an die Herstellerfirmen stellt, so war dieser Eindruck nach seinen und den vorausgegangenen Ausführungen wohl bei allen Anwesenden allgemein. Ki.

Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke. In der „Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 25 bis 27, beschreibt Herr Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier, München, diesen Entwurf und hebt dessen Überlegenheit im allgemeinen und gegen den zur Ausführung bestimmten Entwurf hervor. Als besondere Neuheit an dem vorgeschlagenen System wird die Vereinigung des Obergurtes des Versteifungsträgers auf eine große Länge mit dem Kabel dargetan.

Ich möchte hier zunächst mitteilen — was den älteren deutschen Brückenbauingenieuren wohl noch in Erinnerung sein wird —, daß eine gleiche Bauweise bereits vor drei Jahrzehnten vorgeschlagen worden ist, und zwar beim Wettbewerb für eine feste Rheinbrücke bei Bonn, Einreichungsfrist der Entwürfe 31. Dezember 1894. Der von dem verstorbenen Direktor Kübler der Maschinenfabrik Eßlingen in Gemeinschaft mit den Architekten Eisenlohr und Weigele in Stuttgart, Scheidt in Köln und mit der bekannten Kabelfabrik Felten & Guillaume in Mülheim a. Rhein eingereichte und mit dem zweiten Preise ausgezeichnete Entwurf sah eine Kabelbrücke vor, bei der auf der ganzen Länge der Versteifungsträger im Obergurt mit dem Kabel identisch war. Th. Landsberg, der im Zentralbl. der Bauverw. 1895, S. 57 bis 59, ausführlich über den Entwurf berichtet, schreibt dort darüber wie folgt:

„Der Entwurf stammt von den Gewinnern des ersten Preises im Budapester Wettbewerb und erinnert in vielen Beziehungen an diesen. Die Versteifung des Kabelgurtes ist aber hier nicht, wie dort, durch einen besonderen Versteifungsträger, sondern durch ein zwischen Kabel und unterer Gurtung angeordnetes Netz von Schrägstäben erzielt. Die Kabel sollen aus gleichlaufenden (parallelen) Drähten nach Röblings Verfahren gefertigt werden. Die Länge der einzelnen Drähte wird nach einem auf der Baustelle ausgespannten Leitdraht mittels Durchhanges genau geregelt, wodurch man von Wärmeänderungen während der Herstellung unabhängig wird. Die Behandlung der Drähte, ihre Verankerung, Umwicklung usw. ist ganz ähnlich derjenigen, welche für die Budapester Brücke in Aussicht genommen war. Die Bildung der Knotenpunkte vermittelt der Rohrschellen, an welchen die Knotenbleche für die Pfosten und Schrägstäbe befestigt sind, zeigt Abb. 12; die Rohrschellen werden fest angepreßt, so daß starke Reibung entsteht.“

Als Beispiel eines oberen Gurtknotens füge ich aus der genannten Veröffentlichung die Abb. 12 hier bei; die Anordnung ist sichtlich die gleiche wie bei dem Sydney-Entwurf der Herren Robinson und Steinman. Aber gerade in dieser wichtigen Einzelheit der Knotenbildung erblicke ich eine bedenkliche Schwäche der ganzen Kon-



struktion. Die beiden völlig wesensfremden Elemente — Kabel und genieteter Knoten — sollen durch Reibung verbunden werden und allein durch diese Reibung u. U. bedeutende Kräfte von einem Teil zum andern übertragen. So innig sind die Tausende von Paralleldrähten nicht zusammen- und aufeinanderliegend — wohlbemerkt, das Robinson-Steinmansche Kabel hat 61 Stränge zu je 308 Drähten, zusammen also 18 788 (!) Drähte, und ist insgesamt 76 cm stark —, daß nicht noch kleine Spielräume vorhanden wären, die durch Druck sich noch zusammenpressen ließen. Wie soll ein solcher Druck reichlich genug und wie von allen Seiten, zentrisch, hergestellt werden? Was geschieht, wenn durch Erschütterungen oder Wärmewirkungen die Drähte sich etwas verschieben? Die Anlage der Rohrschellen ist dann sofort gelockert. Und wie will man schließlich die Ein- und Ausgangsstellen des Kabels aus der Schelle dauernd gegen Witterungseinflüsse, Regen und dergl., und damit das Entstehen von Rost an diesen Stellen schützen? Die infolge der Wirkung als Versteifungsgurt zum Austrag kommende wechselnde Beanspruchung des Kabels in den verschiedenen Feldern soll nur nebenbei angedeutet werden.

Ich möchte dringend davon abraten, ernsthaft einer solchen Kabelbrücke das Wort zu reden. Solange das wichtigste Konstruktionsglied, der Kabelknoten, nicht einwandfrei gelöst ist — und mit Reibung allein ist er nicht zu lösen —, würde ich von der Verwendung eines solchen Systems absehen. Es ist möglich, daß andere Wege zum Ziele führen. Man hat schon vorgeschlagen, die Kabel an den Knoten auseinanderzuspalten, die Knoten der Eisenkonstruktion als Keil ins Innere des Kabels zu verlegen und vor und hinter dem Keil kräftige Bunde um das Kabel zu legen. Aber auch dieser Vorschlag ist noch wenig verlockend und im einzelnen noch nicht reif. Die Lösung, die allen strengen Anforderungen in statischer und konstruktiv praktischer Hinsicht genügt, fehlt bis heute noch; sie wäre vielleicht, wie so manche noch kitzlige Einzelheit im Eisenbrückenbau, der Ausschreibung einer Preisaufgabe wert.

Sterkrade, 22. Januar 1925.

Dr. Bohny.

Auf die vorstehenden Ausführungen eines hervorragenden Fachmannes würde wohl am besten Herr Dr. Steinman selbst erwidern, und ich hoffe, daß er dies nachträglich auch noch tun wird; denn ich bin sicher, daß sich die Herren Robinson und Steinman die durch Herrn Dr. Bohny aufgeworfenen Fragen ebenfalls und sehr eingehend überlegt haben. Mir selbst mögen nur die folgenden Bemerkungen gestattet sein:

Zu der Frage nach dem Zusammenpressen des Kabelquerschnitts verweise ich auf Eng. News-Rec., Vol. 93, Nr. 15, vom 9. Okt. 1924, S. 598, wo eine für diesen Zweck besonders konstruierte Maschine abgebildet und in ihrer Wirkung beschrieben ist. Die Maschine ist bestimmt für das Zusammenpressen der Kabel der neuen Delaware-Brücke in Philadelphia. Diese Kabel haben denselben Durchmesser und dieselbe Anzahl von Drähten wie diejenigen im Entwurf für Sydney. Die an der genannten Stelle mitgeteilten Angaben über den Druck, mit dem die Maschine arbeitet, erscheinen mir unklar und werden deshalb hier nicht wiederholt. Aber soviel geht mit Sicherheit daraus hervor, daß man ein Paralleldrähtkabel von den genannten Abmessungen in jedem gewünschten Grade zusammenpressen, auf nahezu kreisrunde Querschnittsform bringen und so tadellos umwickeln kann, daß mir die Bedenken des Herrn Dr. Bohny nicht mehr stichhaltig zu sein scheinen.

Die Wirkung von Wärmeänderungen fürchte ich im vorliegenden Fall überhaupt nicht, und den Erschütterungen muß eben durch Erzeugung einer genügend großen Reibung begegnet werden, wobei die Berührungsfläche zwischen Kabel und Schelle möglichst groß zu machen ist. Es ist auch zu beachten, daß ja immer nur der Unterschied zweier Obergurtstabskräfte, und zwar aus Verkehrslast allein, als anzuschließende Kraft für die Kabelschelle in Betracht kommt. Die Dichtung der Anschlußstelle wird einfach dadurch gewährleistet, daß das Kabel als Ganzes vor Anschluß der Schellen schon völlig wasserdicht umwickelt sein muß. Durch diese Umwicklung mit Stahldraht wird ja auch die Reibungszahl zwischen Kabel und Schelle dermaßen vergrößert, daß der Gefahr des Gleitens mit Sicherheit begegnet werden kann.

Wenn es richtig wäre, wie Herr Dr. Bohny sagt, daß mit Reibung allein hier nicht auszukommen ist, dann würde ich das Problem des Kabelknotenpunktes überhaupt für unlösbar halten; denn nach meiner Überzeugung ist hier jedes andere Hilfsmittel als die Reibung ausgeschlossen, gerade wegen der Wesensfremdheit zwischen dem Kabel und den übrigen Stäben.

Wenn ich mir vergegenwärtige, daß man der zur Ausführung bestimmten Bogenbrücke für Sydney noch ein ganz anderes Verzeichnis von Einwänden entgegenhalten könnte, als es Dr. Bohny gegenüber dem Steinmanschen Entwurf getan hat, so möchte ich mein früheres Urteil über diesen ruhig aufrecht erhalten.

Zum Schluß muß noch gesagt werden, daß es nicht angängig ist, den Küblerschen Entwurf vom Jahre 1894 als „eine gleiche Bauweise“ wie den Steinmanschen zu bezeichnen, aus Gründen, deren Erörterung hier zu weit führen würde, obgleich sie auf der Hand liegen, wenn man einen einzigen Blick auf die Abb. 10 des Zentralbl. der Bauverw. 1895, S. 57, wirft.

München, 31. Januar 1925.

Dr. W. Schachenmeier.

Zu den vorstehenden Ausführungen von Herrn Prof. Dr. Schachenmeier möchte ich folgendes sagen:

Das Spinnen schwerer Brückenkelabel aus parallel laufenden Drähten, wie es in Amerika als Sonderbauweise seit Jahrzehnten ausgeübt wird, ist auch den meisten deutschen Brückenbauern bekannt. Namentlich die Firmen, die 1911 beim Wettbewerb um die Rheinstraßenbrücke in Köln solche Kabel anboten, mußten sich mit dieser Bauweise näher befassen, mußten doch verbindliche Preise für die Ausführung abgeben werden. Einige dieser Firmen hatten damals schon Vorverträge mit sachkundigen amerikanischen Ingenieuren abgeschlossen.

Die in Eng. News-Record, Vol. 93, Nr. 15 vom 9. Oktober 1924, S. 598/599, dargestellte Maschine zum Zusammenpressen der großen Kabel für die neue Delawarebrücke in Philadelphia dient dazu, um das zuerst in Sechseckform gelegte Kabel in die Form eines Kreiszyklinders zu bringen und um die Kabelbänder, die sogen. Kabelschellen, für die Befestigung der Hängestäbe straff aufziehen zu können. Früher geschah dieses Umformen und Zusammendrücken der Kabel mittels Klammern oder ringförmiger Zwingen; bei der Manhattanbrücke geschah diese Arbeit aber bereits durch Wasserdruckpressen ähnlich wie jetzt bei der Delawarebrücke.

Daß das Kabel als Ganzes vor dem Anschluß der Schellen schon völlig wasserdicht umwickelt wird, dürfte nicht stimmen. Nach allen mir vorliegenden Angaben in der einschlägigen Literatur und nach den dazugehörigen Abbildungen<sup>1)</sup> werden die Kabelschellen unmittelbar auf das Paralleldrahtkabel aufgepreßt. Die Umwicklung geschieht dann nur zwischen den Schellen. Das ist m. E. auch nötig, da dann die zur Befestigung nötige Reibung zwischen Schellen und Kabel erzeugt wird, während eine zwischen Schelle und Kabeldrähten liegende Umwicklung nur ein Moment der Unsicherheit bringen würde.

Es ist selbstverständlich, daß bei der Vereinigung des Obergurtes des Versteifungsträgers mit dem Kabel nur immer der Unterschied zweier Obergurtrkräfte als anschließende Kraft für die Kabelschellen nach obiger Skizze in Frage kommt. Bei einem so gewaltigen Bauwerke wie die Sydneybrücke sind aber auch diese Kräfte gewaltig; sie betragen ein Vielfaches der Kräfte, die nur durch einfache Hängestangen oder Hängeseile bei einer Trennung von Versteifungsträger und Kabel an letzteres anzuhängen sind.

Der Bonner Wettbewerbentwurf von Kübler zeigte in seiner Besonderheit — der Vereinigung von Kabel und Obergurt des Versteifungsträgers — und nur diese steht hier zur Erörterung, die gleiche Bauweise wie der Entwurf von Robinson & Steinman für Sydney. Nur war Kübler viel folgerichtiger, indem er den ganzen Obergurt seiner Hängebrücke mit dem Kabel vereinigte. Das von Herrn Prof. Dr. Schachenmeier hervorgehobene „bemerkenswerte Neue“ an dem besprochenen System für Sydney ist also nicht vorhanden. Auch möchte ich mich entschieden dagegen wehren, daß nun „das lange gesuchte Ideal einer Hängebrücke von großer Steifigkeit“ gefunden sein soll. Daß im übrigen das Tragsystem Küblers anders gewählt war — frei aufliegende Versteifungsträger in den drei Öffnungen usw. —, ist allen Kennern oder Mitarbeitern am Bonner Wettbewerb wohl noch gegenwärtig. Meine Bemerkungen zu dem Steinmanschen Entwurf haben auch nichts zu tun mit den Mängeln des nun in Sydney zur Ausführung gewählten Bogenträgers.

Sterkrade, 19. Februar 1925.

Dr. Bohny.

**Eine denkwürdige Sprengung im neuen Neckarkanal.** Der Unterkanal der Staustufe Neckarsulm, dessen neue Sohle unter der alten der anschließenden Flußläufe liegt und daher ein Tieferlegen der letzteren bedingte, war bis zur Fertigstellung der Arbeiten vom Neckar und seinem kleinen Nebenflusse, dem Kocher, durch einen Betondamm getrennt, der seinerseits auf einer stehengebliebenen Felsrippe aufstand.<sup>2)</sup> Dieser Betondamm bildete bei Fertigstellung der Arbeiten das einzige Hindernis zur Eröffnung des Strom- bzw. Energielieferungsbetriebes aus dem ersten der neuen Neckarkraftwerke, und zwar desjenigen der Staustufe Neckarsulm. Am 18. Februar 1925 wurde nun an dieser Baustelle, die einen Teil der durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführten Lose der Neckarkanal-

<sup>1)</sup> S. z. B. Z. d. V. D. I. 1904, S. 1308/1309.

<sup>2)</sup> Vergl. die Vorträge von Strombaudirektor Konz in Stuttgart am 24. November 1924, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 2, sowie auf dem Betontage in Berlin am 24. Februar 1925, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10, S. 114.

bauten darstellt, die erwähnte Betonmauer gesprengt und damit die Wegräumung der letzten Hindernisse eingeleitet.

In Anwendung kamen 300 kg Miedziankit, ein neuer Sicherheits-sprengstoff der deutschen Industrie, der durch elektrische Zündung zur Detonierung gebracht wurde. Insgesamt 400 Schüsse waren erforderlich, um die notwendige Bresche in den künstlichen Damm zu schlagen und so die Verbindung zwischen künstlichem Wasserweg und natürlichen Wasserläufen herzustellen. Der mehrfach erwähnte Betondamm ruhte auf hartem Gestein. Dieses und der Damm selbst erhielten Bohrlöcher zur Aufnahme der Sprengmittel. Der allmählich sich vollziehende Wasserspiegelausgleich erforderte etwa zwei Stunden, während deren durch die plötzliche Ableitung immerhin erheblicher Wassermengen die Flußwasserspiegel um etwa 80 cm abgesenkt wurden. Über die Veränderungen der Pegelstände, die durch Einströmen von 240 000 m<sup>3</sup> Wasser in den Unterkanal hervorgerufen wurden, sind genaue Beobachtungen gemacht worden.

Eine Zugentgleisung durch Sturm ereignete sich am 30. Januar 1925 abends auf der Strecke zwischen Kilmacrennan und Creeslough in Irland, wo drei Wagen des von Londonderry in Richtung Burtonport kommenden Personenzuges beim Überfahren des Owencarrow-Viadukts vom Gleise heruntergeweht wurden.

Die Strecke führt hier über eine freie Hochebene, und auf dem ziemlich hohen, über Gleisoberkante seitlich nur durch schwache Eisengeländer begrenzten Viadukt war der Zug der vollen Gewalt des Winddruckes ausgesetzt, so daß das in der Geschichte der Eisenbahnen seltene und in seinen Folgen beklagenswerte Unglück möglich wurde. Es sei hierzu auf die von Dr. S. in der „Bautechnik“ 1924, Heft 7, S. 56, gebrachte Mitteilung eines ähnlichen Unfalles in Rußland und die von ihm daran geknüpften Folgerungen über die Ursache solcher Unfälle hingewiesen, bei denen die Übereinstimmung und Häufung von Schwingungen des Wagenkastens mit den Schwankungen in der Struktur des Windes möglicherweise eine verhängnisvolle Rolle spielt.

Im vorliegenden Falle hat nach einem Berichte der „Railway Gazette“ der zuerst entgleiste und stark nach rechts geneigt auf dem Gleis liegende Wagen — anscheinend der letzte des Zuges —, da die Kupplung hielt, die beiden nächsten Wagen ebenfalls dergestalt zum Kippen gebracht, daß sie unter schwerer Beschädigung des Bahnkörpers und des Brückengeländers die rechte Böschung herunterfielen, wobei der mittlere Wagen sich auf die Seite legte, der vorderste völlig kenterte und mit den Rädern nach oben auf dem eingedrückten Dach liegenblieb. Außer dem schweren Materialschaden ist leider der Tod von vier Reisenden zu beklagen.

**Die Wasserversorgung in London.** Einem statistischen Bericht des Städtischen Wasseramtes von London ist nach „Gas- und Wasserfach“ zu entnehmen, daß im Dienste der Wasserversorgung für die englische Hauptstadt 5000 Personen, darunter 800 höhere Angestellte, tätig sind. Die Fläche, die mit Wasser zu versehen ist, beträgt rd. 1400 km<sup>2</sup>, auf denen rd. 6,9 Mill. Menschen wohnen. Das Netz der Hauptleitungen ist etwa 10 560 km lang; von ihm zweigen 1 147 000 Einzelanschlüsse ab. Im ganzen werden täglich etwa 1 100 000 m<sup>3</sup> Wasser verbraucht, das sind etwa 160 l auf den Kopf der Bevölkerung. Etwa zwei Fünftel dieser Menge werden aus der Themse entnommen, ein Fünftel aus dem Flusse Lee, der Rest aus verschiedenen Quellen und Brunnen. 276 Maschinen mit zusammen 44 000 PS werden gebraucht, um diese Wassermasse zu fördern. Sie wird durch Sandfilter mit einer Nutzfläche von 684 000 m<sup>2</sup> gereinigt.

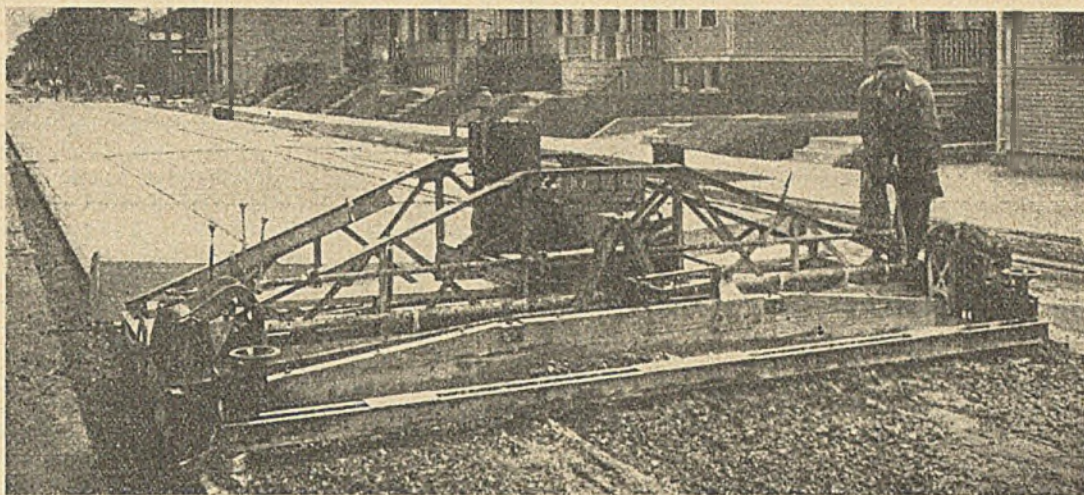
**Straßen-Betoniermaschinen.** Die schnelle Verbreitung des Betonstraßenbaues in Amerika hat eine Reihe von Sondermaschinen hervorgerufen, die in hohem Maße geeignet sind, die Bauzeit und die Anzahl der Arbeitskräfte einzuschränken, und die darüber hinaus besser als Handarbeit einwandfreie Bauausführung und gutes Aussehen ermöglichen. Die durch den wachsenden Automobilverkehr bedingte Zunahme der Betonstraßen auch in Europa wird jene Maschinen voraussichtlich auch hier einführen, und eine davon, die Straßenbetoniermaschine Bauart Lake wood, hat u. a. schon beim Bau der betonierten Autorennbahn von Miramas<sup>1)</sup> Dienst getan.

Dort wurde der Beton zunächst roh von Hand aufgebracht, mit der genannten Maschine alsdann verteilt, gestampft und geglättet. Die Maschine besteht aus einem Plattformmotorwagen auf Schienen besonderer Bauart, die gleichzeitig als seitliche Schalung dienen. Vorn trägt eine starke Bohle eine Blechschablone, die den roh aufgetragenen Beton formt, eine zweite — senkrecht auf- und niedergehende — Bohle ist dahinter angeordnet und besorgt unter wiederholtem Vor- und Rückwärtsfahren der Maschine das Stampfen des plastischen Betons; am hinteren Ende befindet sich eine Glättvorrichtung. Der in Miramas benutzte Maschinentyp gestattete in einem Gange die Her-

<sup>1)</sup> Vergl. Beton u. Eisen 1924, Heft XX.

stellung eines Bahnstreifens von 8 m Breite.

Die letzte Vervollkommnung der Geräteausrüstung des Straßenbau-Departements in Milwaukee ist die in der Abbildung dargestellte, besonders zur Bearbeitung und Glättung der Oberfläche dienende Fahrbahnmaschine. Ihre Spurweite ist so bemessen, daß die Laufräder auf den äußeren Schienen eines doppelten Straßenbahngleises laufen können; vier eiserne Spachtel sorgen für die Freihaltung der Schienenköpfe und den sauberen Anschluß des Betons an die Schienen. Im übrigen ist diese Bauart der vorher beschriebenen durchaus gleich. Das Gerät hat eigenen doppelten Antrieb durch einen Gasolinmotor, mittels dessen es sich je nach Bedarf vorwärts oder rückwärts fortbewegen läßt.



Die Staumauer von Sennar im Blauen Nil. Seit 50 Jahren ist die ägyptische Regierung mit Erfolg bemüht, durch eine planmäßige Wasserwirtschaft den Wohlstand des Landes auf den hohen Stand zu bringen, dessen er sich im Altertum erfreute. Schon in der Mitte des vorigen Jahrhunderts entstand 24 km unterhalb Kairos eine große Tal-sperre, ferner wurden 1890 und 1902 die großen Staumauern von Assyut und Assuan erbaut, deren letztere nach ihrer Aufhöhung im Jahre 1912 einen Stau von 2300 Mill. m<sup>3</sup> ermöglicht.

War durch diese Bauten auch die Bewässerung von Unter- und Mittelägypten gesichert, so erforderte Oberägypten zu einer gedeihlichen Entwicklung nicht minder umfangreiche Bauten für seine Wasserversorgung, die denn auch bereits vor dem Kriege beschlossen wurden. Im besonderen faßte man die Bewässerung der Ebene von Gezirah, eines großen, langgestreckten Gebietes zwischen dem Blauen und dem Weißen Nil südlich von Karthum, ins Auge, und schon 1913 wurde zu diesem Zweck der Entwurf einer Staumauer im Blauen Nil 8 km von Sennar und 270 km oberhalb Karthums ausgearbeitet. Durch sie sollte dem Fluß zufolge gemeinsamer Abmachung zwischen der ägyptischen und der englischen Regierung die zur Bewässerung von etwa 126200 ha erforderliche Wassermenge entnommen und durch ein ausgedehntes Kanalnetz verteilt werden.

In ihrem anläßlich der Ermordung des englischen Sirdars der ägyptischen Regierung unterm 22. November 1924 überreichten Ultimatum verlangt nun die englische Regierung unter Punkt 6, die obengenannte Wassermenge über die beiderseits vereinbarten Zahlen hinaus nach eigenem Ermessen unbegrenzt vergrößern zu dürfen. Es ist dies für das unterhalb von Sennar und Karthum gelegene Gebiet — d. h. für das ganze eigentliche Ägypten — von einschneidendster Bedeutung, denn die übermäßige Abschnürung des Niloberlaufs — der Lebensader des

Landes — muß auf den gesamten Wohlstand Ägyptens vernichtend wirken. Ob die Forderung des Ultimatums bereits in diesem Sinne zu wirken vermag oder zu wirken bestimmt ist, soll hier nicht erörtert werden; es handelt sich immerhin nur um einen der beiden Haupt- arme, der möglicherweise in der Tat erheblich mehr als die genannte Wassermenge ohne Schaden für die Versorgung Unterägyptens abgeben kann. Immerhin gewinnt die Staumauer von Sennar eine erhöhte Bedeutung, und wir entnehmen „Génie Civil“ vom 29. November 1924 daher die folgenden Angaben:

Das heute in der Vollendung befindliche Bauwerk wurde 1921 begonnen; es besteht nach Abb. 1 aus einem Mittelbauwerk von 1600 m Länge, an das sich nach den Ufern zu Erddämme von 583 m Länge auf dem linken, von 835 m auf dem rechten Ufer anschließen, hat also eine Gesamtlänge von rd. 3025 m.

Das Mittelbauwerk — die eigentliche Staumauer — ist als Schweregewichtsmauer mit Dreiecksquerschnitt ausgeführt, hat nach Abb. 2a eine größte Höhe von 39,60 m, eine größte Fußbreite von 25 m und eine Kronenbreite von 7 m; die beiden Anschlußdeiche sind an der Wasserseite mit einem gemauerten Schutzmantel verkleidet. Am Westende der Mauer, am linken Ufer befindet sich (Abb. 1 u. 2e) ein regelbarer Ablass, der für eine zur Bewässerung von 416500 ha ausreichende Wassermenge bemessen ist und 14 Öffnungen von 3 m Breite und 5 m Höhe besitzt, von denen jedoch zunächst nur sieben in Betrieb zu nehmen, die restlichen sieben vorläufig vermauert sind. Der größte Teil der Staumauer hat auf eine Länge von 906 m nach Abb. 1 u. 2c Überlauföffnungen in je 5 m Zwischenraum, die mittleren 606 m haben außerdem 80 Grundablässe (Abb. 2a u. b) von 2 m Breite und 3,4 m Höhe. Diese Grundablässe werden, ebenso wie die erwähnten Ablässe am Westende, mit rechteckigen Schützen Bauweise Stoney verschlossen. Die auf der Mauerkrone angelegte Fahrstraße verbindet die beiden Ufer und

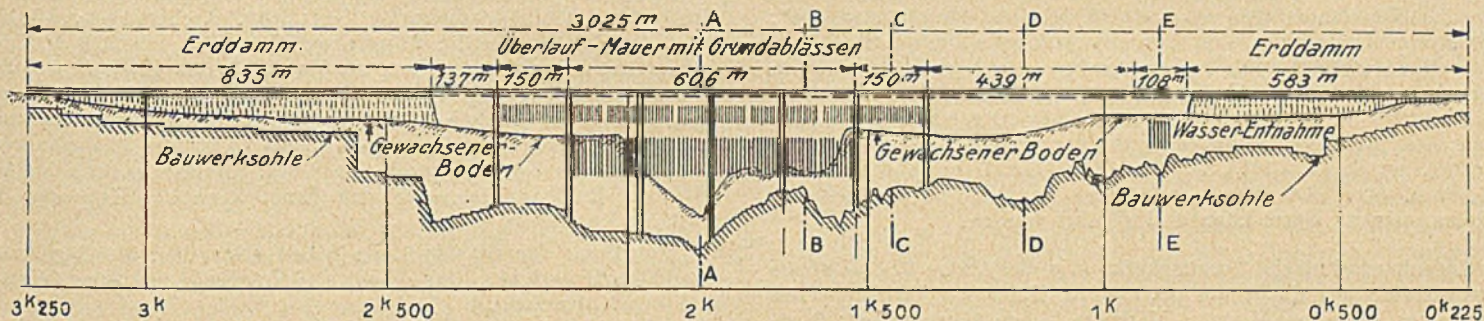


Abb. 1.

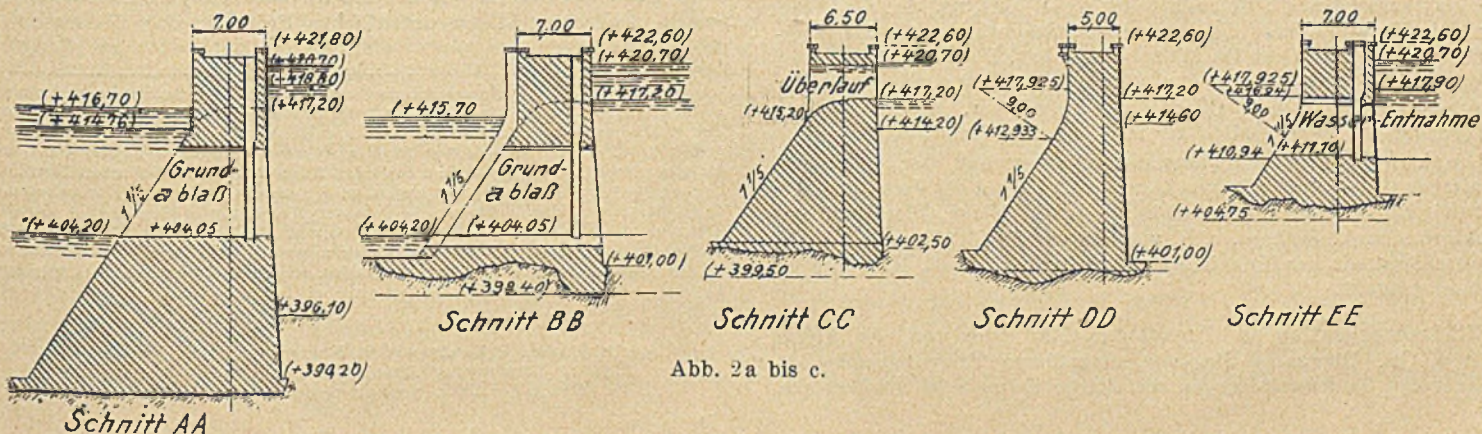


Abb. 2a bis c.

trägt außerdem das Gleise der 1,067-m-spurigen Sudanbahn, die bis Kassalla verlängert wird.

Der höchste Wasserstand im Staubecken ist für Kote 420,70 vorgesehen, also rd. 6 m höher als das höchste beobachtete Hochwasser von 1917 und 1,10 m unter Straßenoberkante, 1,90 m unter Oberkante Brüstung.

Nach Abb. 2b bis 2e konnte der größte Teil der Staumauer in verhältnismäßig geringen Tiefen auf tragfähigen Felsboden gegründet werden, nachdem Sand und Geröll des Flußbettes ausgebagert und — wo erforderlich — brüchige Felschichten entfernt waren. Das Mauerwerk besteht aus Bruchsteinen in rotem Zementmörtel im Verhältnis von 1 T. Zement und 4 T. Sand. Der rote Zement, an Ort und Stelle hergestellt, ist eine Mischung von 70 % gewöhnlichem Portlandzement und 30 % gebranntem Ton. Er wurde, nachdem man den Gedanken an eine Einfuhr von Zement aufgegeben hatte, in einer einstweilig errichteten Fabrik, die etwa 1200 t wöchentlich lieferte, an Ort und Stelle erzeugt. Die Mischung mit gebranntem Ton geschah bereits im Brecher beim Mahlen der Zementklinker, hat sehr befriedigt und einen recht festen Mörtel geliefert. Der gewählte Zusatzsand etwa im Zement enthaltenen überschüssigen Kalk und wirkte mithin in derselben Weise wie der in gleichartigen Fällen sonst meist verwendete Traß. Für Quader- und Außenmauerwerk wurde reiner Zement verwendet.

Der Rauminhalt des gesamten Mauerwerks beträgt 425 000 m<sup>3</sup>; beschäftigt wurden gleichzeitig bis zu 20 000 Mann mit einer Tagesleistung von rd. 1000 m<sup>3</sup>.

Während der Hochwasserzeiten im Sommer und Herbst ließ man die im Bau befindliche Mauer und die vorläufig geschütteten Erddämme von den Fluten überspülen; die Mauer hat dabei nicht gelitten, die Dämme werden nach der Vollendung der Staumauer endgültig fertiggestellt. Bis zur Herstellung und Inbetriebnahme der Überfälle dient eine alsdann zu schließende 130 m breite Öffnung für den Durchfluß des Wassers. Gleichzeitig mit den Arbeiten an der Staumauer wurden die Bewässerungskanäle ausgehoben, eine Arbeit, die mindestens ebenso bedeutend ist wie die ersten: sie umfaßte etwa 15 Mill. m<sup>3</sup> Bodenaushub, 100 km Haupt- und 900 km Nebenkanäle. Ki.

**Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg.** Die nächste Reihe von Vortrags- und Aussprache-Abenden, und zwar über „Die technischen und wirtschaftlichen Aufgaben der verschiedenen Verkehrswege und Verkehrsmittel im Rahmen des gesamten deutschen Verkehrswesens“, wird am 17. März mit Vorträgen von Ministerialrat Dr. Tecklenburg, Berlin, über „Die Reichsbahn im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“ und von Prof. Helm, Berlin, über „Die Neben- und Kleinbahnen“ beginnen. Die nächsten Vorträge werden im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a (großer Saal), stattfinden. Weitere Vortragsabende: Montag, den 30. März 1925, 7<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Uhr, Prof. Mattern, Berlin, über „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen“; Dienstag, den 14. April 1925, 7<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Uhr, Oberbaurat Reiner, Berlin, über „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“; Freitag, den 1. Mai 1925, 7<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Uhr, Beigeordneter Baurat Hansing, Essen, über „Organisation und Aufgaben des Verkehrswesens im Ruhrkohlengebiet“, sowie Dr.-Ing. Wienecke, Präsident des Landesverkehrsamtes der Provinz Brandenburg, über „Organisation und Aufgaben des Reichsverkehrswesens in der Provinz Brandenburg“; Dienstag, den 19. Mai 1925, 7<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Uhr, Dipl.-Ing. Dierbach, Staaken bei Berlin, über „Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“. Gäste können eingeführt werden.

**Hafenbautechnische Gesellschaft.** Die diesjährige 7. ordentliche Hauptversammlung findet am 22. und 23. Mai unter Teilnahme des Oberbundes in Breslau statt. Vorträge haben übernommen: Oberstrombaudirektor Fabian, Breslau, über „Die obere und mittlere Oder als Wasserstraße“; Reichsminister a. D. Dr.-Ing. Ehr. Gothein über „Die Notwendigkeit des Ottmachauer Staubeckens für die Oderschiffahrt“; Regierungsrat Dr. Werner Teubert, Potsdam, über „Verkehrspolitische Maßnahmen zur Stärkung des Wettbewerbes der deutschen Seehäfen“ und Oberbaurat Wundram, Hamburg, über „Neuerungen auf dem Gebiete der mechanischen Hafenausrüstung“.

Auskunft durch den Breslauer Ortsausschuß der Hafenbautechnischen Gesellschaft z. H. von Direktor Hallama des Verkehrsamtes der Stadt Breslau, am Hauptbahnhof 1, I; durch den Oberbund, Sitz Frankfurt a. d. O., Rathaus, z. H. von Stadtrat Dr. Müller und durch die Geschäftsstelle der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Hamburg 14, Dalmanstraße 1.

**Städtekanalisation in Tunnelbauweise.** Die von der Firma Hüser u. Co., Obercassel-Siegkreis, eingeführte Tunnelbauweise ermöglicht den Stadtverwaltungen, erhebliche Ersparnisse bei Bau von

Kanalisationen, besonders bei größerer Tiefenlage der Kanäle zu erzielen; denn der Aushub und Ausbau der tiefen Baugruben fällt dabei weg. Auch bei weniger tiefen Kanälen bringt diese Bauweise Vorteile. Billiger als die offene Bauweise wird sie dann kaum noch sein, dafür bringt sie aber oft erhebliche technische Vorteile. In engen, verkehrsreichen Straßen ist einmal kein oder nur wenig Raum zum Ablagern der ausgehobenen Bodenmassen vorhanden, und bei den engen Verhältnissen würden die abgelagerten Bodenmassen die Grubenränder stark belasten; ferner gefährdet die offene Baugrube die vorhandenen Gas-, Wasser- und Kanalleitungen, im gleichen Maße auch die Fundamente der Häuser, abgesehen davon, daß die Straße oft wochenlang gesperrt werden muß. Dagegen gestattet die Tunnelbauweise, die Kanäle unter den Straßenbahngleisen hindurchzuführen, ohne daß der Bahnbetrieb Unterbrechung erleidet und ohne den sonstigen Straßenbetrieb zu hindern. Auch bei Unterführung von Kanälen und von Eisenbahnen bietet die Tunnelbauweise große Vorteile, da die Erfahrung gelehrt hat, daß die Eisenbahnzüge mit un- verminderter Geschwindigkeit über die unterirdische Baugrube hinwegfahren können. Ein weiterer Vorteil der Tunnelbauweise liegt darin, daß sie die Unterhaltungskosten der Straßenfläche wesentlich vermindert, denn die so lästigen und auf die Dauer kostspieligen Setzungen der Straßenfläche, die bei offener Bauweise immer eintreten, fallen weg. Die Baugrube paßt sich eben genau dem durch die Lichtweite des Kanals einschließlich Wandstärke gegebenen Profil an, so daß die Ausbetonierung unter Vermeidung jeglicher Hinterfüllung sich dem gewachsenen Erdreich bzw. der vorgetriebenen Stollenauskleidung anschmiegt.

Nach den Erfahrungen der Firma Hüser wird bei Städtekanalisation in der Regel bis zu 6 m Baugrubentiefe die Anlage der Kanäle in offener Baugrube billiger als die Tunnelbauweise, bei größeren Tiefen umgekehrt. In engen Straßen bei mehrgleisigen Eisenbahnen kann die Tunnelbauweise schon bei geringeren Tiefen vorteilhaft sein.

Die Bauweise ist in jedem Boden möglich, abgesehen vielleicht von Felsboden. Auch bietet sie keine besonderen Schwierigkeiten, wenn im Wasser gearbeitet werden muß. Ein Nachteil liegt darin, daß die Tunnelbauweise ziemlich genaue Arbeit erfordert; es gehören also genügende Erfahrungen und geübte Leute dazu.

**Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm—Lippstadt bei Hamm in Westfalen.** Die in der „Bautechnik“ 1923, Heft 23 auf S. 209 beschriebene Fußgängerbrücke bei Hamm in Westfalen hat sich, wie uns der Verfasser jenes Aufsatzes, Herr Reg.- und Baurat Conradt, mitteilt, im Betriebe gut bewährt. Sie ist für den in Betracht kommenden leichten Verkehr ausreichend steif. Die rechnermäßigen Durchbiegungen werden nicht erreicht, Schwankungen des Überbaues sind nicht beobachtet worden.

### Personalmeldungen.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Lieffers, Stettin, als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg; die Reichsbahnräte Geittner, Aschersleben, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Säufferer, Stuttgart, zur R. B. D. Trier, Schlenke, Brandenburg-West, als Vorstand zum E. B. A. 8 Berlin, Lüttge, Glogau, zur Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, Gustav Wagner, Cottbus, als Vorstand zur Bauabteilung Trier, Theuerkauf, Trier, nach Brandenburg-West als Leiter der bautechnischen Abteilung beim Eisenbahnwerk, Stendel, Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Hannover und Ernst Richter, Hannover, zur R. B. D. Königsberg (Pr.).

**Preußen.** Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Hans Kiel, Hans Kruse, Johannes Arnsberg (Wasser- und Straßenbau).

**Württemberg.** Der planmäßige außerordentliche Professor für Wasserbau an der Technischen Hochschule Stuttgart L. Rothmund wurde zum planmäßigen ordentlichen Professor für Wasserbau ernannt.

**INHALT:** Eine verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin. — Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck. — Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23. — Vermischtes: 28. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. (Schluß). — Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke. — Denkwürdige Sprengung im neuen Neckarkanal. — Zugentgleisung durch Sturm. — Wasserversorgung in London. — Straßen-Betoniermaschinen. — Staumauer von Sennar im Blauen Nil. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Hafenbautechnische Gesellschaft. — Städtekanalisation in Tunnelbauweise. — Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm—Lippstadt bei Hamm in Westfalen. — Personalmeldungen.

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