DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 1. Januar 1937 Heft 1

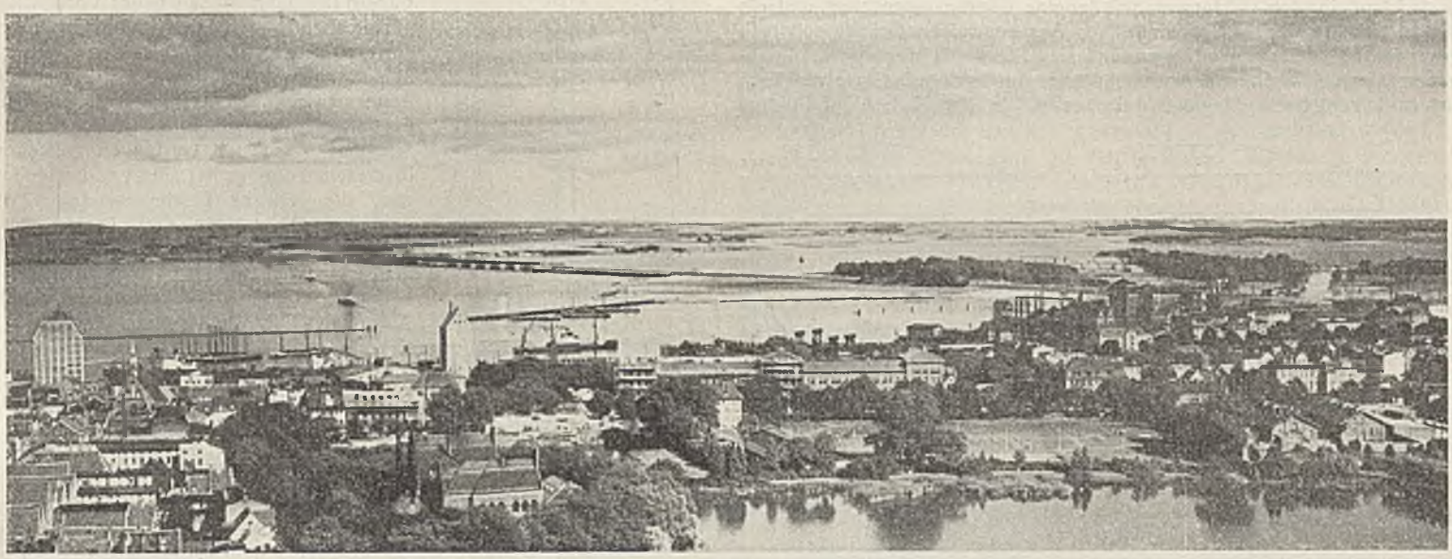


Abb. 1. Blick auf Stralsund und den Rügendamm.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1936.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

Der Unterhaltungszustand der Brücken und Ingenieurhochbauten wurde weiter vervollkommnet.

Im Versuchs- und Forschungswesen wurde weiter mit Eifer zur Klärung noch offener Fragen gearbeitet.

Der Frage des wirksamen Rostschutzes der Stahlbauten unter Berücksichtigung des Mangels an wichtigen ausländischen Rohstoffen wurde große Aufmerksamkeit geschenkt.

Zur Vervollständigung der Kenntnisse jüngerer Fachgenossen der Brückenbüros bei den Reichsbahndirektionen in Theorie und Praxis des Brücken- und Ingenieurhochbaues ist bei der Höheren Technischen Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau in Stettin ein Lehrgang eingerichtet worden, der sich in einen zweimonatigen Vorkursus und einen fünfmonatigen Hauptkursus gliedert.

An neuen Vorschriften sind zu nennen:

„Die Anweisung für Röntgenuntersuchungen. Vorläufige Sondervorschrift für geschweißte Brücken" und eine Zusatzbestimmung zu den BE. „Aussteifung der Stegbleche", in der die Berechnung der Beulspannungen und der Aussteifungen der Stegbleche zum ersten Male eingehend behandelt wird.

Die Schweißtechnik dringt immer weiter auf dem Gebiete des Ingenieurhochbaues und des Brückenbaues vor. Trotz eingehender Forschungs- und Versuchsarbeiten, durch die die Schweißbauweise wissenschaftlich unterbaut ist, ergeben sich immer noch Fragen, die durch Versuche geklärt werden müssen. Ein Rückschlag auf dem Gebiete des Schweißens von Brücken gab Veranlassung zur Durchführung von Messungen der Größe der Schrumpfspannungen beim Schweißen, zu Versuchen zur Beantwortung der Frage, ob die Schrumpfspannungen die Sicherheit der Stahlbauten gefährden können, zu eingehenden Untersuchungen der im Betriebe befindlichen Eisenbahnbrücken, zu besonders sorgfältiger Untersuchung der Nähte der im Bau befindlichen Brücken durch Röntgenaufnahmen und durch das magnetische Durchflutungsverfahren sowie zur Klärung der Frage, wie die hochwertigen Baustähle chemisch zusammengesetzt werden müssen, um nicht zu Härtungen beim Schweißen und zur Rißempfindlichkeit zu neigen. Die Schweißarbeiten an der eingleisigen, 540 m langen Eisenbahnbrücke über den Strelasund[1]) im Zuge des Rügendammes, deren Hauptträger über fünf Öffnungen durchlaufende Vollwandträger sind, gestalteten sich teilweise schwieriger, als man angenommen hatte, und regten zu eingehenden Überlegungen über die Wahl von baulichen Maßnahmen, über die Reihenfolge der Herstellung der Schweißnähte, über den Aufbau dicker Nähte und über die Wahl geeigneter Schweißdrähte an, um Schrumpfspannungsrisse in den Nähten zu vermeiden.

[1]) Vgl. die Ausführungen über diese Brücke weiter unten.

Bisher hat die Deutsche Reichsbahn für den hochwertigen Baustahl St 52 nur bestimmte Festigkeitseigenschaften und die Eignung zum Schweißen gefordert, die chemische Zusammensetzung hat sie aber den Stahlwerken überlassen. Die Folge davon war, daß die Zahl der nach der chemischen Zusammensetzung verschiedenen St 52 bisher sehr groß war. Es waren schon längere Zeit Bestrebungen vorhanden, diese Zahl wesentlich zu beschränken. Ein Rückschlag beim Schweißen eines Stahlbaues aus St 52 hat dieses Bestreben sehr unterstützt. Die Verhandlungen der maßgebenden Stellen, den St 52 auch hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung in engen Grenzen zu normen, sind erfolgreich verlaufen. Künftig wird die Abnahme des St 52 auch von der Erfüllung bestimmter Schweißproben abhängig gemacht, die gewährleisten, daß der Stahl nicht zu bedenklichen Härtungen beim Schweißen und zur Rißbildung neigt.

Das Staatliche Materialprüfungsamt in Dahlem untersuchte die Ursprungsfestigkeit von I- und T-förmigen geschweißten Trägern mit einem Stegblechstumpfstoß in Trägermitte. Diese Träger erreichten in dem Falle, daß die Stegblechstumpfnaht in der Zugzone auf ein Drittel ihrer Höhe durch Abfräsen in den Übergängen zum Mutterwerkstoff bearbeitet war, eine Ursprungsfestigkeit von 2200 kg/cm², ein sehr günstiges Ergebnis, das daraus zu erklären ist, daß beim Schweißen der Stumpfnaht durch Längsschrumpfung in den Nahtenden Druckspannungen entstehen.

In der Materialprüfungsanstalt Stuttgart wurde die Ursprungsbiegefestigkeit von gewalzten I-Trägern mit geschweißten und genieteten Stößen untersucht. Reine geschweißte Stumpfstöße, die in den Flanschen unter 90° gegen die Trägerachse verliefen, zeigten eine Ursprungsfestigkeit von 1650 kg/cm² und solche, die in den Flanschen unter 45° gegen die Trägerachse geneigt waren, eine Ursprungsfestigkeit von 1800 kg/cm². Bei geschweißten Stumpfstößen, die eine Zusatzdeckung durch aufgeschweißte Laschen erhalten hatten, wurde diese Ursprungsfestigkeit bei weitem nicht erreicht, auch wenn die Laschen und ihre Anschlußnähte bearbeitet waren. Genietete Stöße erreichten eine Ursprungsfestigkeit von etwa 1400 kg/cm². Danach ist der reine geschweißte Stumpfstoß entschieden der beste. Er setzt aber ganz einwandfreie Beschaffenheit — guten Einbrand, gute Wurzelverschweißung und Rissefreiheit — voraus, die durch Röntgenuntersuchung festzustellen ist. Wenn gegen den reinen geschweißten Stumpfstoß in den Gurtungen bei dynamisch stark beanspruchten Bauwerken wie bei Eisenbahnbrücken noch Bedenken bestehen, so hat das seinen Grund wohl darin, daß die Röntgenuntersuchung zwar die mechanische Beschaffenheit der Naht feststellt, aber keinen Aufschluß über den Schrumpfspannungszustand der Naht gibt. Beruhigend wirkt aber die Tatsache, daß an den Enden der Stumpfnähte durch die Längsschrumpfung Druckspannungen entstehen, die auch in den gezogenen Gurtungen die durch Kerbwirkung besonders gefährdeten Nahtenden schützen. Gegen die reinen geschweißten Stumpfstöße der Steg-

bleche bestehen keine Bedenken mehr, weil sie weniger als die Gurtungen gefährdet sind. Bei Eisenbahnbrücken müssen aber diese Nähte im gezogenen Teil auf ein gewisses Stück durch Abfräsen der Übergänge von der Naht zum Mutterwerkstoff abgearbeitet werden. Besondere Aufmerksamkeit ist der einwandfreien Verschweißung der Stelle, an der die Stegblechstumpfnaht mit der Halsnaht zusammentrifft, zu schenken.

Vom rein technischen Standpunkte ist gegen ganz genietete Universalstöße geschweißter Träger nichts einzuwenden. Man darf aber auf keinen Fall die Gurtstöße nieten und den Stegblechstoß schweißen. Durch den Nietschlupf in den Gurtungen würde eine Überbeanspruchung und ein Reißen des Stegblechstoßes eintreten. Aus demselben Grunde soll man auch nicht die Gurtstöße nieten und das Stegblech ungestoßen durchgehen lassen. Geschweißte Gurtstöße oder durchgehende Gurte vertragen sich mit genietetem Stegblechstoß besser, da der Nietschlupf in dem

Abb. 2.

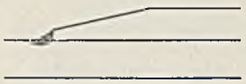


Abb. 3.

Stegblechstoß nicht in dem Maße eine Überbeanspruchung in den Gurtungen hervorrufen kann, wie sie im anderen Fall im Stegblechstoß oder im durchgehenden Stegblech entsteht. Am zweckmäßigsten ist es aber auf jeden Fall, die Universalstöße entweder ganz zu schweißen oder ganz zu nieten. Fraglos sind ein geschweißter Stegblechstoß und durchgehende Gurtungen eine bessere Kombination als die eines genieteten Stegblechstoßes und durchgehender Gurtungen, wie sie bei genieteten Blechträgern oft vorkommt.

Abb. 5. Strelasundbrücke. Gesamtansicht.

Beim Materialprüfungsamt in Dahlem sind auch Versuche mit genieteten und geschweißten Trägern ohne Stöße durchgeführt worden, um ihre Ursprungsfestigkeit festzustellen. Die Gurtungen der geschweißten Träger waren aus Dörnenschen Wulstprofilen, aus Kruppschen S. T.-Profilen, aus Nasenprofilen der Dortmunder Union und aus Breitflachstählen gebildet. Die Versuche haben einwandfrei die erhebliche Überlegenheit der geschweißten Träger über die genieteten ergeben. Die Schrumpfspannungen in den Halsnähten geschweißter Träger erreichen Werte von 2000 kg/cm² und mehr. Wenn trotzdem die geschweißten Träger eine höhere Dauerbiegefestigkeit besitzen als die von Eigenspannungen freien genieteten Träger, so kann man diese Erscheinung zum Teil dadurch erklären, daß die hochbeanspruchten Teile zwischen geringer beanspruchten Teilen eingeschlossen sind, zum größten Teil aber wohl dadurch, daß die Schrumpfspannungen geschweißter Träger ebenso wie die Walzspannungen gewalzter Träger ein Gleichgewichtssystem für sich darstellen und daß die Spannungen aus Eigengewicht und Nutzlast die Eigenspannungen nicht einfach überlagern. Aus dem gleichen Grunde darf man Schrumpfspannungen auch an anderen Stellen als an den Nähten nicht zu den Spannungen aus Eigengewicht und Nutzlast addieren. Geschweißte Träger sind hinsichtlich ihrer Festigkeit anders zu beurteilen als Träger, die frei von Eigenspannungen sind. In den Stegblechen der Ecken von Rahmenträgern treten, wie durch Messungen beim Schweißen festgestellt ist, sehr hohe Schrumpfspannungen auf. Diese Träger müßten zu Bruch gehen, wenn sich die Spannungen aus Eigengewicht und Nutzlast zu den Schrumpfspannungen addierten. Die Rahmenträger haben sich aber bisher sehr gut gehalten.

Nach Versuchen der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart ist die Zuschärfung (im Längsschnitt) der Enden aufgelegter Gurtplatten und Abarbeitung der an den Enden liegenden Stirnkehlnähte in der in Abb. 2 dargestellten Weise, bei der von der Stirnkehlnaht nur noch der Einbrand übrigbleibt, nicht zweckmäßig. Weit besser ist die Ausbildung nach Abb. 3.

Die Deutsche Reichsbahn hat schon 144 neue geschweißte Eisenbahnbrücken und eine größere Anzahl durch Schweißung verstärkter Eisenbahnbrücken im Betriebe. Die eingehende Untersuchung aller dieser Brücken hat ergeben, daß die neuen geschweißten Brücken, von denen die ältesten schon 6 Jahre im Betriebe liegen, abgesehen von kleinen Rissen zwischen den senkrechten Aussteifungen der Stegbleche und den Gurtungen keinerlei Schäden aufweisen, und daß auch die durch Schweißung verstärkten Brücken mit Ausnahme eines Falles, der auf eine falsche bauliche Durchbildung zurückzuführen ist, sich einwandfrei gehalten haben. Die obenerwähnten Risse zwischen den senkrechten Aussteifungen und den Gurtungen können nur dann gefährlich werden, wenn es sich um Brücken handelt, deren gedrückte Gurtungen nicht durch Buckelbleche u. dgl. seitlich festgelegt sind, wenn die senkrechten Aussteifungen der Stegbleche einschließlich der an den Querträgern liegenden — den neuen Vorschriften entsprechend — in der Nähe der Gurtungen auf eine größere Länge nicht an die Stegbleche angeschweißt sind, und wenn die Risse zwischen den an den Querträgern liegenden senkrechten Aussteifungen der Stegbleche und den Gurtungen entstehen. In diesem Falle verliert die gedrückte Gurtung die seitliche Festlegung gegen die von den Querträgern und Aussteifungen gebildeten Querrahmen, und man muß die gedrückte Gurtung anderweitig seitlich halten, z. B. durch die in Abb. 4 dargestellte Anordnung. Die Plättchen *p*, die nur mit den senkrechten Aussteifungen, nicht aber mit der Gurtung verschweißt sind, legen sich scharf gegen die Gurtung.

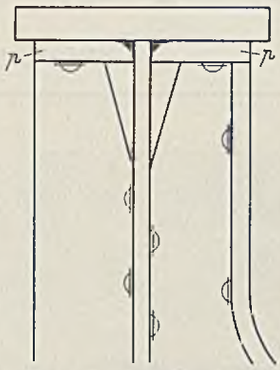


Abb. 4. Seitliche Festlegung der gedrückten Gurtung geschweißter Träger.

In vielen Fällen lassen sich zu schwache Brücken zweckmäßig und außerordentlich wirtschaftlich durch Schweißung verstärken, in manchen Fällen ist eine Verstärkung überhaupt nur durch Schweißung möglich. Heute, wo der Stahl knapp ist, wird man in vielen Fällen an Stelle von Neubauten zum Verstärken der Brücken namentlich durch Schweißung greifen müssen. Wenn man bei solchen Verstärkungen die in den letzten Jahren durch Forschung, Versuche und Erfahrung gewonnenen Erkenntnisse beachtet, kann man sie ohne die geringsten Bedenken ausführen. Es darf in diesem Zusammenhang bemerkt werden, daß die Verwaltung der Stadtbahn in Paris gegenwärtig die 140 m weit gespannte Austerlitz-Brücke über die Seine in Paris ganz allein im Schweißverfahren unter dem lebhaften Betriebe umfangreich verstärkt. Mit dem Nietverfahren hätte diese Brücke überhaupt nicht verstärkt werden können, weil es nicht möglich gewesen wäre, Niete unter dem starken Verkehr in so umfangreichem Maße zu lösen, wie es zum Aufbringen der Verstärkungsteile nötig gewesen wäre.

In den letzten zehn Monaten sind durch die Röntgenstelle der Deutschen Reichsbahn und durch die Reichs-Röntgenstelle beim Staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem sehr viele Stumpfnähte und stichprobenweise auch viele Halsnähte geröntgt worden. Auch sind an den Enden von aufgelegten weiteren Gurtplatten die Stirn- und Kehlnähte magnetisch durchflutet worden. Diese Maßnahmen haben darüber Aufschluß gegeben, welche Fehler beim Schweißen gemacht werden und in welcher Richtung beim Schweißen besonders aufgepaßt werden muß; sie haben außerordentlich erzieherisch gewirkt. Die größeren Brückenbauanstalten besitzen jetzt schon eigene Röntgenanlagen, mit denen sie ihre Schweißarbeiten von Anfang an überwachen. Einige Brückenbauanstalten sind lobenswerterweise dazu übergegangen, in kurzen Abständen von den Schweißern Stumpfnähte probeweise schweißen zu lassen, diese zu röntgen und die Röntgenaufnahmen den Schweißern vorzuführen, ein Verfahren, das die Güte der Arbeit der Schweißer sehr gehoben hat. Röntgenaufnahmen und die Untersuchung durch magnetisches Durchfluten sind zeitraubend und teuer. Diese Untersuchungsverfahren sollen daher nur an den Stellen angewendet werden, an denen es wirklich nötig ist; das sind vor allem die reinen Stumpfstöße in den gezogenen Gurtungen, das äußerste Sechstel der ganzen Höhe der Stegblechstöße im gezogenen Teil und einzelne stark beanspruchte Teile von Halsnähten[2]). Man muß sich bei der Anwendung der Röntgen- und magnetischen Untersuchungen bewußt sein, daß man das Schweißverfahren, das mit so großen Vorteilen verbunden ist[3]), nicht unnötig verteuern darf. Anderseits muß man sich darüber klar sein, daß das Schweißverfahren mehr Kunst, Verständnis und Sorgfalt erfordert als das Niet-

[2]) Näheres enthält „Die Anweisung für Röntgenuntersuchungen. Vorläufige Sondervorschrift für geschweißte Brücken" der Deutschen Reichsbahn.

[3]) Vgl. „Warum schweißen und wie schweißen?". Vom Verfasser. Bautechn. 1936, S. 619 u. f.

verfahren, daß vor allem die Schweißarbeiten nur besonders tüchtigen und gewissenhaften Leuten anvertraut werden dürfen.

Heute, wo mit so großen Geschwindigkeiten, mit so schweren Lasten und in so dichter Zugfolge gefahren wird, werden viele Eisenbahnbrücken in starkem Maße auf Dauerfestigkeit beansprucht. Tadellos geschweißte Brücken werden nach dem Ergebnis der Versuche dieser Beanspruchung besser widerstehen als genietete.

Die Frage des Schweißens von Brücken ist auch auf dem II. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau[4]) im Oktober d. J. durch viele Berichte des In- und Auslandes, durch einen Generalbericht und durch Diskussionsbeiträge eingehend behandelt worden. In der einstimmig angenommenen Schlußfolgerung wurde festgelegt, daß sich durch das Schweißverfahren schöne, wirtschaftliche und durchaus sichere Brücken herstellen lassen.

Die wichtigsten der im Jahre 1936 begonnenen, weiter geförderten oder vollendeten Brücken und Ingenieurhochbauten sind die folgenden:

1. Die eingleisige Eisenbahnbrücke über den Strelasund zwischen dem Dänholm und der Insel Rügen im Zuge des Rügendammes mit der danebenliegenden Straßenbrücke (Reichsbahndirektion Stettin), Abb. 1, 5, 6 u. 7.

Die Brücke überquert den Strelasund in zehn Öffnungen mit über je fünf Öffnungen ohne Gelenke durchlaufenden vollwandigen Stahlträgern von je 54 m Stützweite. Die Gesamtlänge des stählernen Überbaues beträgt also 540 m. Von den neun Pfeilern (Abb. 5) sind (von links in der Abbildung gerechnet) der dritte und der siebente als Bremspfeiler massiv bis dicht unter den Überbau geführt. Auf ihnen liegen die festen Lager. Alle anderen Pfeiler sind nur so weit über das Wasser geführt, daß ihre Oberfläche hochwasserfrei ist (Abb. 6). Auf ihnen stehen geschweißte Pendelportale, die die Eisenbahn- und Straßenbrücke stützen. Auch auf den Widerlagern sind bewegliche Lager angeordnet. Die längsgerichteten waagerechten Kräfte werden also allein von den beiden Bremspfeilern aufgenommen. Die Ausdehnungsfugen liegen über dem mittelsten Pfeiler und über den Widerlagern. Die Eisenbahnbrücke ist geschweißt, die Straßenbrücke ist genietet[5]). Die Eisenbahnbrücke mit ihren vielen geschweißten Baustellenstößen ist eine bedeutende Pionierarbeit in der Fortentwicklung des Stahlbaues und ein Markstein in der Herstellung von geschweißten Eisenbahnbrücken. Wer hätte vor zehn Jahren geglaubt, daß man eine so große Brücke wie die Strelasundbrücke vollständig schweißen könnte? Die Eisenbahnbrücke wurde von der Firma Dörnen in Derne-Dortmund und von Fried. Krupp in Rheinhausen je zur Hälfte hergestellt. Die Firmen wählten grundverschiedene Arten der Aufstellung der Überbauten.

Die Firma Dörnen, die den nach der Insel Rügen zu gelegenen Teil der Überbauten ausführte, verfuhr bei den Aufstellungsarbeiten folgendermaßen: Sie schaffte die an das Widerlager angrenzenden beiden Hauptträger in einer in der Werkstatt fertig verschweißten Länge von 61 m mit der Eisenbahn bis Stralsund-Hafen, von dort mit Schwimmkranen zur Baustelle und setzte sie auf das Widerlager und das Pendelportal des benachbarten Pfeilers ab. Die Hauptträger kragten also 7 m in die Nachbaröffnung vor. Die nächsten drei Hauptträgerteile wurden in Längen von 54 m und der letzte Hauptträgerteil vor der Brückenmitte in einer Länge von 47 m auf dieselbe Weise an Ort und Stelle gebracht, wobei sie sich einzeln auf das Ende des vorkragenden Teiles des jeweils vorher eingebrachten Hauptträgers und ein Pendelportal oder in einem Fall auf einen der Bremspfeiler stützten. Zur Abstützung an den vorkragenden Enden waren hier besondere Aufhängevorrichtungen vorgesehen. Die Baustellenstöße[6]), die also in Entfernungen von 7 m von den Stützpunkten an den Stellen der Momentennullpunkte liegen, mußten teilweise mit stehenden Nähten und Überkopfnähten geschlossen werden, was einwandfrei gelungen ist. Beim Einschweißen der Fahrbahn ging man zur Vermeidung von großen Schrumpfspannungen in den Längsträgeranschlüssen so vor, daß man in jeder Öffnung zuerst einen in der Nähe der Mitte der Öffnung liegenden Querträger mit den Hauptträgern verschweißte, dann die benachbarten Längsträger mit diesem und den noch losen Nachbarquerträgern verband, weiter diese Querträger mit den Hauptträgern verschweißte und so fortfuhr. An den Enden des Überbaues jeder Öffnung wurden die Endquerträger schon vor dem Einbau der benachbarten Längsträger mit den Hauptträgern verschweißt, um die Endquerträger mit ihren Aussteifungen an den Hauptträgern genau mit den Auflagerpunkten der Hauptträger zusammenfallen zu lassen. Für die Endfelder mußten daher die Längsträger auf der Baustelle genau auf Länge bearbeitet werden.

Die Firma Fried. Krupp, die den nach dem Dänholm zu gelegenen Teil der Überbauten ausführte, schaffte die Hauptträger auch in größeren Längen von 34 bis 44 m zur Baustelle, aber nicht wie die Firma Dörnen gleich an Ort und Stelle, sondern auf den an das Widerlager angrenzenden Damm. Hier wurden sie in eine Ringdrehvorrichtung eingespannt und jeweils in solche Lage gebracht, daß alle Nähte von oben und liegend gezogen werden konnten. Nachdem die Fahrbahn eingeschweißt war, wurde der ganze 270 m lange Überbau in der Längsrichtung bis über die endgültigen Stützpunkte vorgeschoben und hier um 2,1 m auf sie abgesenkt.

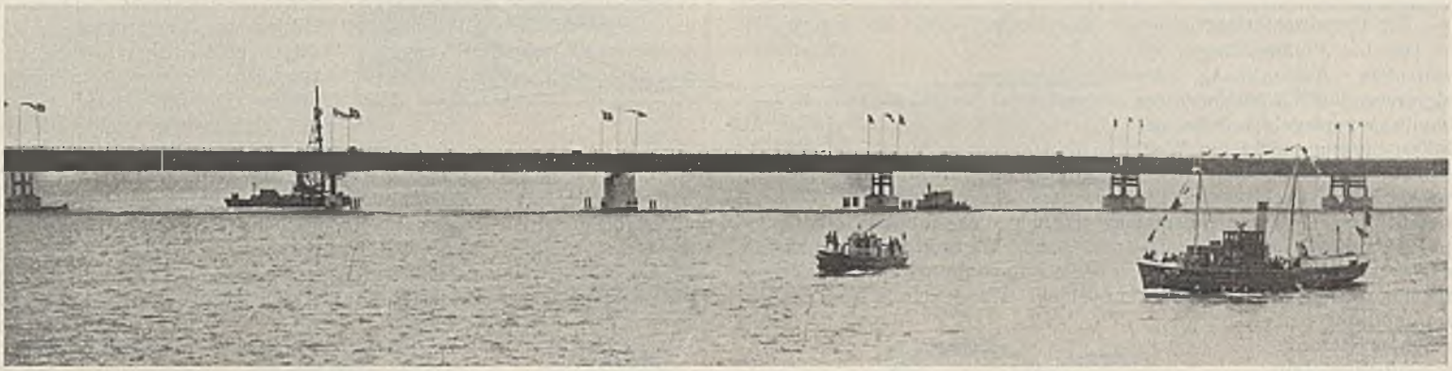


Abb. 6. Strelasundbrücke. Teilansicht.

Alle Stumpfnähte der Gurtungen und der Stegbleche der Hauptträger wurden geröntgt. Nachdem die hierbei ermittelten bedenklichen Mängel (Risse, schlechte Bindungen, Schlackeneinschlüsse) beseitigt waren, wurden die Nähte wiederum geröntgt. Dabei konnte überall festgestellt werden, daß die Nähte nach der Ausbesserung einwandfrei waren.

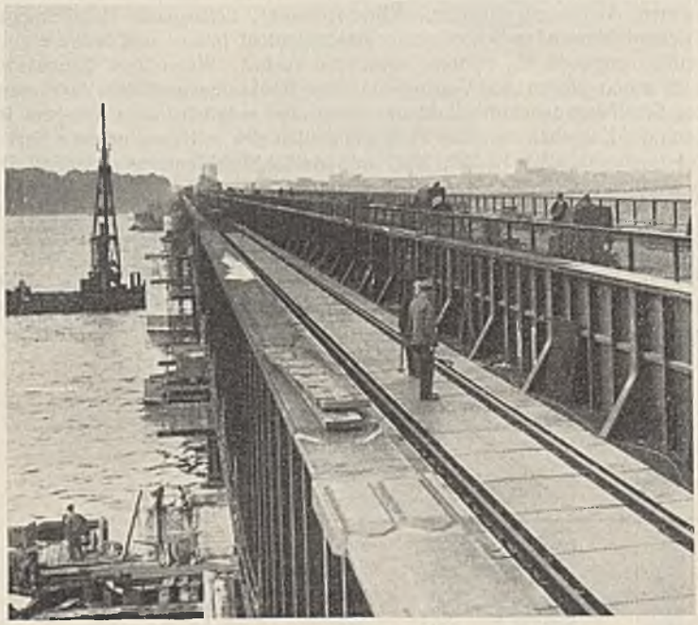


Abb. 7. Blick in den geschweißten Eisenbahnüberbau der Strelasundbrücke.

Abb. 7 gibt einen Blick in die fertige Eisenbahnbrücke mit der danebenliegenden Straßenbrücke. (Fortsetzung folgt.)

[4]) Vorbericht und Schlußbericht. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

[5]) Daß die Straßenbrücke nicht auch geschweißt wurde, lag daran, daß damals, als die Arbeiten vergeben wurden, das Schweißverfahren sich noch nicht so bei den Brückenbauanstalten eingebürgert hatte wie heute.

[6]) Näheres vgl. Elektroschweißung 1937, Heft 1.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Gesichtspunkte für Flußkanalisierungen.

Unter besonderer Berücksichtigung der Neckar-Kanalisierung.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

Schon immer fand der auf Kulturfortschritt gerichtete Arbeitstrieb des Menschen auf dem Gebiete der Flußregelung zum Zwecke der Schiffbarmachung, der Kraftnutzung und des Hochwasserschutzes ein reichliches und dankbares Arbeitsfeld. Trotz Schiene und Autobahn wird auch in Zukunft das breite Wasserband unserer Ströme die geeignetste Straße für eine billige Beförderung unseres Massenbedarfs an Rohstoffen bleiben. Die Forderung der auf billige Rohstoffe angewiesenen Kreise, mit der Flußkanalisierung einen Landesteil durch einen verkehrsbilligen Weg an ein bestehendes verkehrsreiches Binnenwasserstraßennetz anzuschließen, ist daher wohl verständlich. Doch muß es das Bestreben der Wasserbaukunst sein, gerade hier weitsichtig und doch billig und so vorteilhaft zu planen und zu arbeiten, daß die mitunter starken künstlichen Veränderungen des naturgegebenen Flußlaufes sich zum Segen des Landes auswirken.

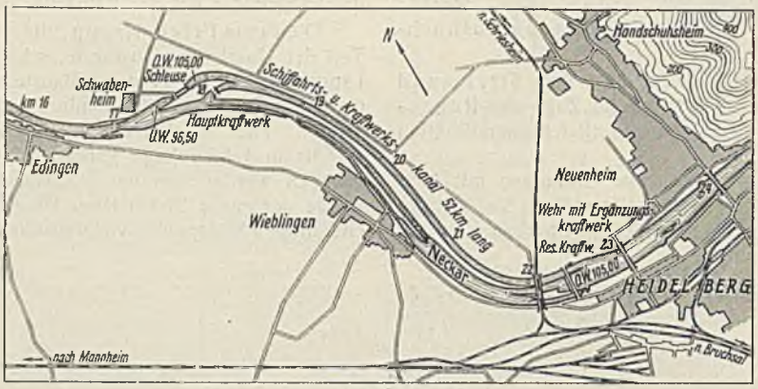


Abb. 1.

Die Grundwasserfrage.

Die bei Flußregelungen oft befürchtete Austrocknung des Talgrundes durch Absenkung des Grundwasserspiegels tritt bei der Flußkanalisierung nicht ein. Wohl das Gegenteil wird durch den gewaltigen Eingriff in ein Flußgebiet, wie ihn der streckenweise hohe Aufstau des abfließenden Wassers darstellt und der eine wesentliche Störung des Grundwasserstromes zur Folge haben kann, zu erwarten sein. Wertvolles Kulturgelände darf aber nicht der Versumpfung durch das am natürlichen Abfluß gehemmte Grundwasser ausgesetzt werden. Wenn kein urbarer Boden zur Auffüllung einer bedrohten Niederung zur Verfügung steht, so ist durch offene Abzugsgräben mit mindestens 0,3 % Gefälle ins Unterwasser der Stauhaltung, die leicht auf ihre Wirkung eingesehen und unter Umständen später verändert oder durch Dohlen ersetzt werden können, Abhilfe zu schaffen. Kilometerlange, tiefliegende Rohrleitungen (Sickerdohlen) oder Schöpfwerke ersetzen nicht immer und letztere auch zeitlich ungewiß die gestörte natürliche Vorflut. Wenn beim Bauentwurf auch schon wegen der Verringerung der Baukosten und der Verkürzung der Schiffahrtsdauer die Zahl der Staustufen möglichst zu verringern ist, denn die Kunstbauten einer Staustufe stellen sich z. B. am unteren Neckar auf durchschnittlich 3,5 Mill. RM, und jede Schiffsschleusung verlängert den Schiffsweg um etwa 3 km, so sind vor allem auch örtliche Verhältnisse, wie z. B. die tiefe Lage einer Ortschaft, die Einmündung eines Nebenflusses, das fehlende Material zu hohen Dammbauten oder deren unschönes Aussehen für die Lage sowie für die Stauhöhe und Länge einer Staustufe entscheidend. Durchströmt der Fluß Alluviumlandschaften mit Sumpf und Moorbildungen oder mit wasserdurchlässigen Sand- und Kiesablagerungen, so ist entweder der Untergrund zu Dammschüttungen von vornherein ungeeignet, oder es ist zu erwarten, daß das angestaute Flußwasser durch die Flußsohle in das umgebende Gelände gedrückt wird. Solche Gebiete kann stark angespanntes Flußwasser nur im besonders gedichteten

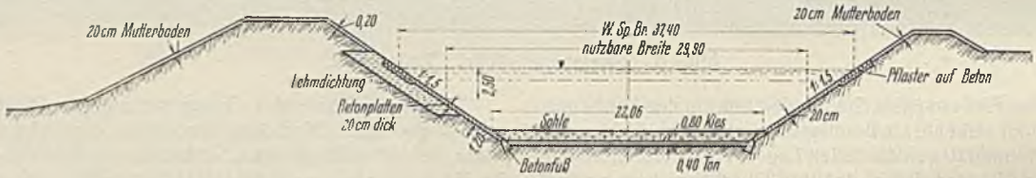


Abb. 2.

Umgehungs- oder Seitenkanal überwinden, denn man vermeidet auch in Gebieten geringeren Flußgefälles, wo erfahrungsgemäß Eisversetzungen zu erwarten sind, die Unterteilung in mehrere niedere Gefällestufen, deren Kunstbauten den freien Abfluß des eisführenden Hochwassers beeinträchtigen. Erwägungen ähnlicher Art und umfangreiche Kostenuntersuchungen führten z. B. auch bei dem Ausbau des Neckars zum Großschiffahrtsweg in der Strecke Mannheim—Heidelberg zur Wahl von nur zwei Staustufen und zum Bau von zweischiffigen Seitenkanälen bei Wieblingen und Ladenburg mit guter Sohlen- und Uferdichtung, die zugleich bis zu 100 m³/sek Kraftwasser mit einer Höchstgeschwindigkeit max $v = 0{,}70$ m/sek den Kraftwerken zuführen. Abb. 1 u. 2 zeigen Querschnitt und Lageplan des Seitenkanals der Staustufe Wieblingen unterhalb Heidelberg. Über die Formgebung des durch die zulässige Höchstgeschwindigkeit $\left(\text{hier } \frac{100}{0{,}7} = 143 \text{ m}^2\right)$ festgelegten Kanalquerschnitts entschied, neben der Sollbreite $B = 29$ m in Eintauchtiefe der Kähne, das kleinste Spiegelgefälle wegen der Kraftnutzung. Der hydraulisch günstigste Querschnitt verlangte bei Böschung 1 : 1,5 eine Wassertiefe von 4,9 m, während der für die Schiffahrt geforderte Mindestquerschnitt gleich dem vierfachen Kahnquerschnitt $= 4 \cdot 10{,}25 \cdot 2{,}3 = 96$ m², bei der notwendigen Breite von 29 m in Eintauchhöhe nur eine Tiefe von 3,2 m gefordert hätte. Die Notwendigkeit, den an seiner Abzweigung vom Fluß durch eine hohe Sohlenbarre geschützten Seitenkanal bei Gefahrenfällen durch einen Hochwasserabschluß vom Flusse zu trennen, wird nur dann gegeben sein, wenn der Hochwasserspiegel am Einlauf des Kanals höher als das Gelände entlang des Seitenkanals steht. Seitenkanäle mit Hochwasserabschlüssen oder mit über HHW geführten Uferdämmen eignen sich auch als Zufluchthafen für die Schiffahrt recht gut. Über die Verbreiterung der Kanal- und Flußquerschnitte in Krümmungen zur geeigneten Durchführung des Schiffahrtverkehrs geben Abb. 3 und die Tabelle Auskunft; der dort angegebene Verbreiterungszuschlag ist wegen der Schleppzüge notwendig. Müssen die kleinst zulässigen Halbmesser mit etwa 250 m in Anwendung kommen, so soll eine mittlere Fließgeschwindigkeit max $v = 0{,}50$ m/sek nicht überschritten werden; wo irgend möglich, sind daher stark gekrümmte Flußschleifen tunlichst einzustauen. Im Gebiete wertvollen Kulturlandes ist der Überlandkanal ein Planungsglied zwingender Not, da je 1 m Kanallänge mindestens 42 m² Wiesen oder Äcker benötigt und der alte Flußlauf für die Abführung der Hochwässer frei gehalten werden muß. Grundsätzlich hiervon unterscheidet sich

$$R_1 = \sqrt{\left(R_m + \frac{a}{2} + b\right)^2 + (l/2)^2}$$

$$x = R_1 - \left(R_m + \frac{a}{2} + b\right)$$

Für 1200-t-Kahn:

$\frac{a}{2} + b = 13$ m $\qquad l/2 = 40$ m.

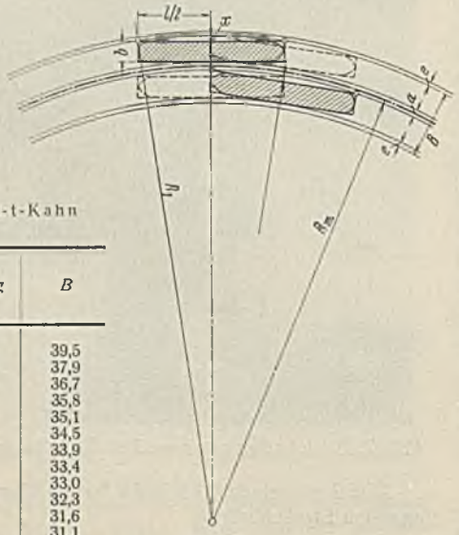


Abb. 3.

Verbreiterung $2x$ für 1200-t-Kahn und Breite B.

Halbmesser m	Verbreiterung m	Zuschlag	B
200	7,5	3,00	39,5
250	6,1	2,80	37,9
300	5,1	2,60	36,7
350	4,4	2,40	35,8
400	3,9	2,20	35,1
450	3,5	2,00	34,5
500	3,1	1,80	33,9
550	2,8	1,60	33,4
600	2,6	1,40	33,0
700	2,3	1,00	32,3
800	2,0	0,60	31,6
900	1,8	0,30	31,1
1000	1,6	0	30,6

B in der Geraden für 1200-t-Kahn: $B = 1{,}5 + 10{,}25 + 5{,}0 + 10{,}25 + 1{,}5 = 29$ m.

Abb. 3a.

der Flußdurchstich,

der bei der Planung immer dann zu Hilfe genommen wird, wenn eine weitausholende Flußschleife für die Verkürzung des Schiffahrtweges, die Beseitigung von Eisversetzungen, die Senkung der Katastrophenhochwässer abgeschnitten oder Raum für Siedlungen geschaffen werden soll, da das Durchstichprofil als neues Flußbett mit seitlichen Hochwasserdämmen

Abb. 4.

ausgebildet und der abgeschnittene Flußarm aus volkswirtschaftlichen Gründen aufgefüllt und zur Neulandgewinnung mit einer mindestens 50 cm hohen Humusschicht abgedeckt werden soll. Abb. 4 zeigt den Neckardurchstich bei Altbach-Deizisau, bei dem alle vorstehend angeführten Bedingungen erfüllt wurden. Die seitherigen Höhen der Katastrophenhochwässer wurden, wie die Berechnung der Senkungskurve ergab, am Anfange des Durchstiches und noch eine weite Strecke flußaufwärts durch die Gefällevermehrung des kürzeren Flußlaufes bedeutend gesenkt (siehe Abb. 5). Hierbei darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß durch derartige Durchstiche und Begradigungen einzelner Flußstrecken, wie auch durch die Abdämmung früher überschwemmter Gebiete, die frühere natürliche Hochwasserrückhaltefähigkeit eines Flußsystems gewaltig gestört werden kann. Die Hochwässer werden in solchen Neubaustrecken rascher ankommen und auch mit größerer Geschwindigkeit und höheren Wellenscheiteln als früher zu Tal eilen, wodurch die Hochwasserbedrohung des unterhalb eines Durchstiches liegenden Gebietes vergrößert wird. Eine gewisse Abhilfe bringen bei der Kanalisierung von Flüssen die Sohlenausräumungen zur Herstellung der Mindestfahrtiefe von 2,60 m für den 1200-t-Kahn, ferner die Verbreiterungen der Engen des Flußlaufes wie auch die Regelung der Flußufer, doch ist zu beachten, daß im

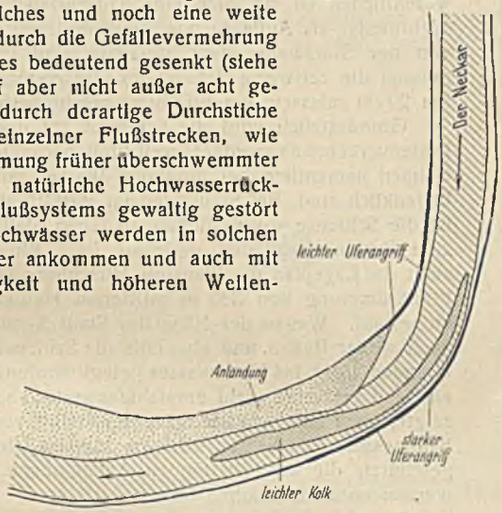


Abb. 6.

gestauten freien Fluß

die Auflandung durch Sand, Schlamm u. dgl. am Ende von Fußkrümmungen und hauptsächlich im Gebiete großer Stauhöhen und daher kleiner Fließgeschwindigkeiten sehr begünstigt wird und hier zur Aufrechterhaltung

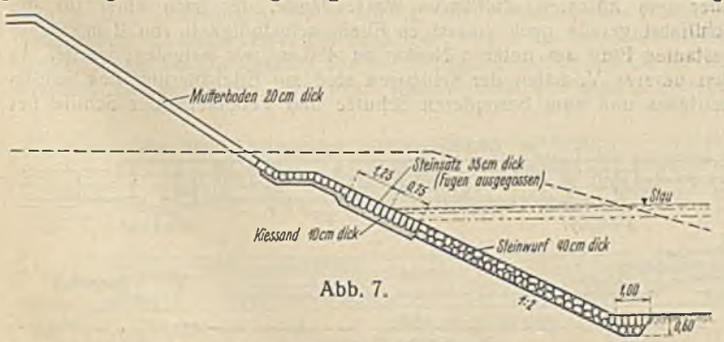


Abb. 7.

der Fahrwassertiefe und des für die Hochwasserabführung festgelegten Flußprofils immer wieder Baggerungen erforderlich sind. Die in aufgestauten Flüssen immer wiederkehrenden Auflandungen, die Kolke in der Flußsohle und Uferabbrüche bei Hochwässern sind auf die verschiedensten Ursachen zurückzuführen und erfordern daher ein tieferes Studium des Charakters eines Flußlaufes in der Natur. Schematisches Vorgehen etwa in der Weise, daß Buchten grundsätzlich begradigt, weite Flußschleifen durchstochen, Schiffahrtrinnen in die Mitte des Flusses gelegt, die Uferbefestigungen durchweg gleichartig angelegt werden, wäre schon mit Rücksicht auf die Bau- und späteren Unterhaltungskosten verfehlt. Es ist daher dringend notwendig, namentlich im Bereiche der Flußkrümmungen, die Strömungsvorgänge im kanalisierten Flußlauf eingehend zu untersuchen. Abb. 6 u. 6a zeigen Kolke, Anlandungen und Uferangriffe an zwei verschiedenen Stellen des gestauten Neckars, die Kolke weisen der künftigen Schiffahrtrinne den Weg, die Anlandungen lehren, daß Flußverbreiterungen in Krümmungen nur mit gründlicher

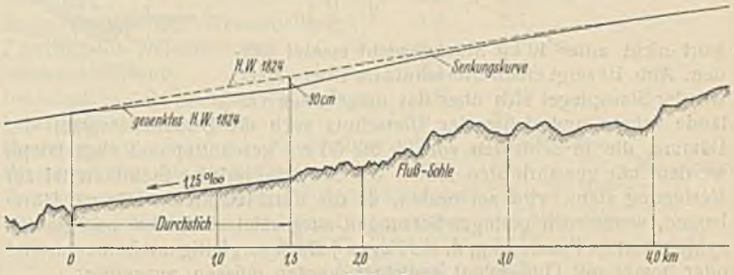


Abb. 5.

Überlegung und am besten mit Hilfe von Versuchen zu planen sind, die stark angegriffenen äußeren Ufer legen die Notwendigkeit eines weitergehenden Sohlenschutzes dar, während ein Sohlenschutz flußab am inneren Ufer wegen der dort vorhandenen Neigung zur Anlandung entbehrt werden kann.

Uferschutz.

Besonders wichtig ist im gestauten, schiffbaren Fluß die Befestigung der Flußböschungen im Bereiche des Wasseranschnittes, weil dort der Wellenschlag durch rasch fahrende Schiffe und durch den Wind sowie auch das Eis im Winter die Ufer besonders stark beanspruchen; flache oder dem Strömungsangriff nicht ausgesetzte Ufer müssen daher mindestens in diesem Bereich gegen diese Angriffe geschützt werden. Ob nun die Befestigung der Ufer durch Natursteine, durch Beton oder eine Asphaltbauweise geschehen soll, ist im wesentlichen eine Kostenfrage. Abb. 7 u. 8

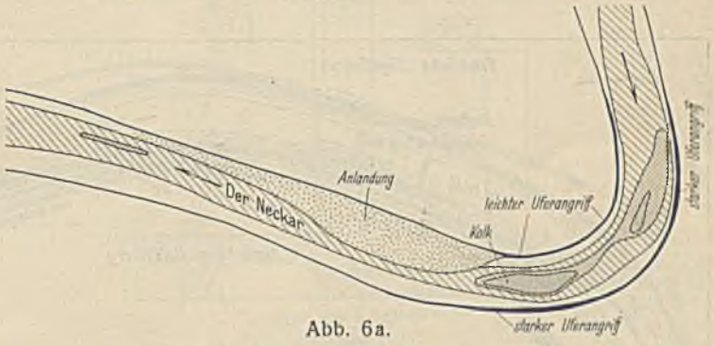


Abb. 6a.

zeigen zwei gleichwertige, aber verschiedenartige Uferbefestigungen im Unterwasser einer Staustufe. Die Kostenermittlung für die Anschaffung und den Einbau der Stoffe ergibt, daß bei Verwendung wetterfester, nicht unter 25 kg schwerer Flußbausteine statt Betonplatten unter Umständen Ersparnisse von 2,5 RM/m² entstehen, die sich auf 1,50 RM vermindern, wenn das Betonmaterial im Baulos gewonnen werden kann, auf 3,60 RM aber sich erhöhen, wenn die Steine im Baulos anfallen. Wie bereits oben erwähnt, erfordert das äußere Ufer in stärkeren Krümmungen einen

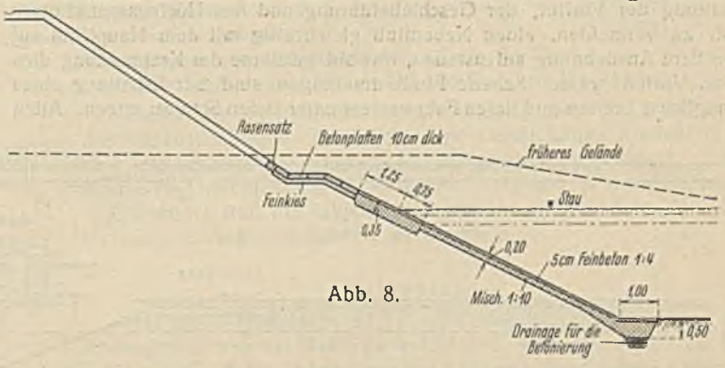


Abb. 8.

besonders wirksamen und tiefgehenden Sohlenschutz; hier ist ein nachgiebiger, den etwaigen Auskolkungen folgender Steinwalzenfuß, wie in Abb. 9 dargestellt, trotz seines hohen Preises von etwa 26 RM/lfdm vorteilhaft, im allgemeinen sollten jedoch Steinwalzen wegen Rost- und Abschleifwirkung auf das Drahtnetz möglichst durch einen billigeren Stein-

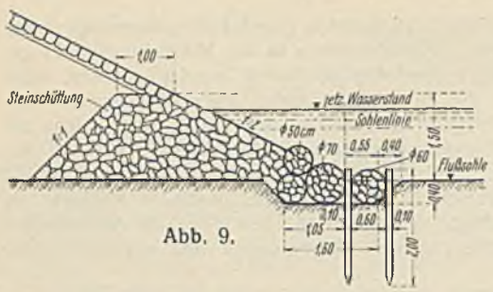


Abb. 9.

Abb. 10.

wurf nicht unter 40 kg Stückgewicht ersetzt werden. Abb. 10 zeigt einen Uferschutz im Oberwasser, wo der Stauspiegel sich über das umgebende Gelände erhebt und daher der Uferschutz auch die Undurchlässigkeit der Dämme, die in Schichten von 30 bis 50 cm geschüttet und abgestampft werden, mit gewährleisten muß. Wo das erforderliche Steinmaterial zur Verfügung steht, wird am besten, da die durchfeuchteten Dämme jahrelangen, wenn auch geringen Setzungen ausgesetzt sind, eine nachgiebige zyklopenartige Pilasterung, deren Fugen jedoch sorgfältig mit Zementmörtel oder besser mit Gußasphalt gedichtet werden müssen, ausgeführt.

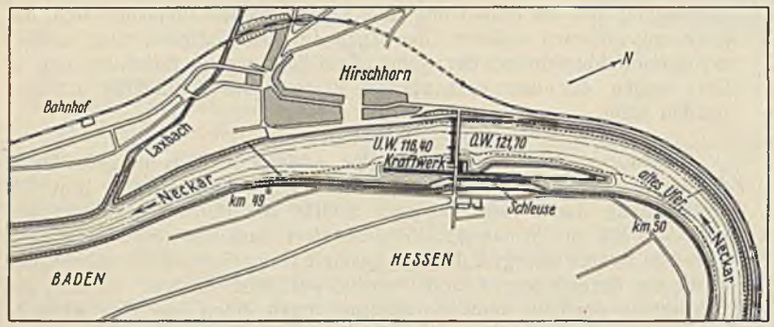


Abb. 11.

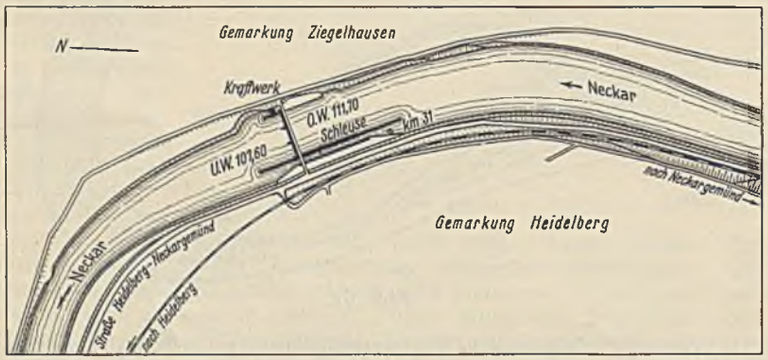


Abb. 12.

Lage und Anordnung der Staustufen.

Wie schon angedeutet, darf die Entwässerung wichtiger Ortschaften durch den Einstau des zu kanalisierenden Flusses in ihrer natürlichen Vorflut nicht verschlechtert werden, auch ist es aus Gründen der Erhaltung der Vorflut, der Geschiebeführung und des Hochwasserschutzes oft zu vermeiden, einen Nebenfluß gleichzeitig mit dem Hauptfluß auf größere Ausdehnung aufzustauen, obwohl im Sinne der Kraftnutzung dies von Vorteil wäre. Scharfe Flußkrümmungen sind zur Erhaltung eines möglichst breiten und tiefen Fahrwassers unter tiefen Stau zu setzen. Allzu hohe Aufstauungen wird man wegen der hohen und langen Uferdämme und des damit verbundenen Geländebedarfs, wegen des Fehlens von Schüttmaterial, des unschönen Aussehens der Dämme, sowie des stark gestörten Grund- und Oberflächenwasserabflusses im umgebenden Gelände und der Einengung des Hochwasserprofils oftmals vermeiden müssen. Die Beachtung dieser Richtlinien ermöglichte z. B. am unteren Neckar 4 bis 14 km lange Stauhaltungen mit 2,6 bis 10 m hohen Gefällstufen. Dringend zu empfehlen ist, die genaue Lage der Kunstbauten erst auf Grund eingehender Geländeaufnahmen und Feststellungen des Baugrundes, die auch über die wichtigsten Grundwasserfragen Aufschluß geben, zu bestimmen.

Es ist klar, daß die Wehranlage schon wegen der Geschiebe- und Eisabfuhr möglichst symmetrisch zum Talweg oder zum Stromstrich anzuordnen ist. Die Zahl der Öffnungen der beweglichen Wehre soll schon wegen der Eisabführung und der Verringerung des Aufstaues bei Hochwasser möglichst klein sein und richtet sich im übrigen auch nach der Höhe der Verschlüsse und dem Wasserdruck auf die Pfeiler sowie nach der Verschlußart. Im wesentlichen ist sie auch eine Kostenfrage, namentlich wenn die Wehrpfeiler als Auflager von Straßenbrücken dienen, deren Kosten von der Stützweite stark abhängig sind. Die Wehrverschlüsse müssen die zeitweise Hebung des Wasserspiegels einer Stauhaltung um 20 cm zulassen, um auf Grund gefahrene Schiffe frei zu machen.

Grundsätzlich wird die Schleuse auf der Seite des größeren Lastenverkehrs angeordnet, weil Flußüberquerungen mit beladenen Kähnen namentlich bei größerem Wasser mühsam und nicht unbedenklich sind. Bei Staustufen im Bereich von Flußkrümmungen, ist die Schleuse soweit flußab zu legen, daß eine leichte Einfahrt zum Schleusenvorhafen gesichert ist. Ein lehrreiches Beispiel zeigt der Lageplan der Staustufe Hirschhorn (Abb. 11). Die scharfe Flußkrümmung von 300 m mittlerem Halbmesser ist 7 m hoch eingestaut. Wegen der Nähe der Stadt konnte die Staulage nicht noch weiter flußab und ebenfalls die Schleuse aus schönheitlichen Gründen nicht ins Unterwasser gelegt werden. Aus diesem Grunde entstand hier eine nicht empfehlenswerte, aber, wie die Erfahrung zeigte, noch ausreichende Schleusenzufahrt von 200 m Krümmungshalbmesser. Die Schleuse ist am inneren Ufer gut gegen Eisgang geschützt, die zu erwartenden Anlandungen vor dem Oberhafen werden unter den hohen Stau gesetzt.

Die nutzbare Länge der Schleusen im kanalisierten Neckar beträgt 110 m, die Kammerweite 12 m, die Drempeltiefe 3,2 m, damit ein 80 m langer, 10,25 m breiter 1200-t-Kahn samt Schlepper durchgeschleust werden kann. Die Zufahrten im Ober- und Unterwasser sind, zur Erlangung ruhigen Fahrwassers vor den Schleusen, durch 150 m lange Leitmauern vom Flußbett getrennt. Die Unterwasserhäfen der Schleusen sind bei Hochwasser und Eisgang auch Zufluchthäfen und daher in der Sohle so tief ausgegraben, daß die Schiffe auch bei geöffnetem Wehr der flußabwärts folgenden Stufe nicht aufsitzen können. Die Leitmauern im Unterwasser liegen 1,5 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande, der nach einer für die Schiffahrt gerade noch zulässigen Fließgeschwindigkeit von 2 m/sek im gestauten Fluß am unteren Neckar zu 480 m³/sek festgelegt wurde. In den unteren Vorhäfen der Schleusen sind zur Erleichterung des Schiffsbetriebes und zum besonderen Schutze und Verankern der Schiffe bei

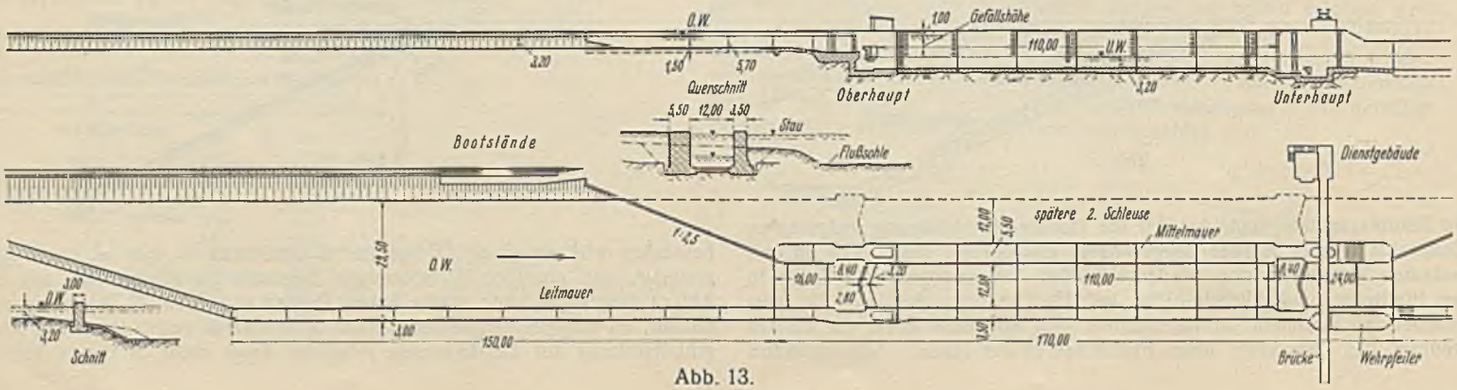


Abb. 13.

Hochwasser und schweren Eisgängen noch Dalben mit Verbindungssteg angeordnet.

Um den Wasserzulauf und die Rechenanlage vor Geschiebe und Eisgängen zu schützen, sollten die Kraftwerke möglichst außerhalb des eigentlichen Flußprofils und, um den Schiffsbetrieb nicht zu stören, an das der Schleuse entgegengesetzte Ufer gelegt werden (Abb. 12). Die Anzahl und Leistungsfähigkeit der Turbinen der Kraftwerke werden in der Regel mit Hilfe von Leistungsplänen, die aus der Wassermengendauerlinie, Gefällhöhen- und Wirkungsgradlinien errechnet werden, so festgelegt, daß sich unter Berücksichtigung der Anlagekosten der billigste Baukostenpreis für die kWh ergibt. Bei den Kraftwerken am Neckar mit einer Turbine mit 80 m³/sek Schluckvermögen bei 5 m Gefälle stellten sich die Baukosten auf 6 Pf/kWh, allerdings ohne Berücksichtigung der Kosten für den Wehr- und Flußbau, ein Beweis dafür, daß die Kraftnutzung bei der Flußkanalisierung wirtschaftlich ist.

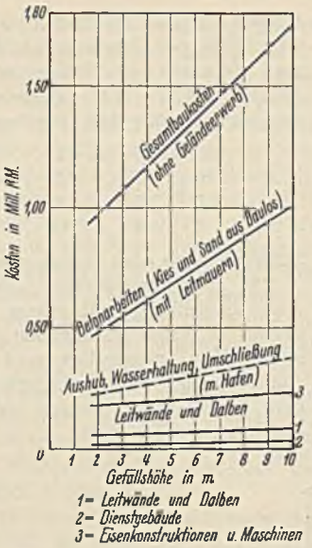


Abb. 14.

Baukosten der Staustufen.

Es ist einleuchtend, daß der Planbearbeiter über die Kosten der von ihm getroffenen Maßnahmen sowohl im einzelnen als auch im gesamten eingehend unterrichtet sein muß, damit er seine Anordnungen von vornherein so treffen kann, daß die Baukosten möglichst gering werden. Im Flußbau wird man bestrebt sein müssen, so wenig wie möglich an dem bestehenden Flußlauf zu ändern und die zur Gewinnung der Fahrwassertiefe in der notwendigen Breite erforderliche Vertiefung der Flußsohle, insbesondere im Unterwasser der Schleusen, wegen der dann eintretenden Verminderung des Fließgefälles und der Wiederauflandung mit Geschieben möglichst einzuschränken. Kraftwerk und Schleuse wird man so zu legen wissen, daß bei der Bauausführung die Umschließung der Baufelder wie auch die Wasserhaltung einfach und billig werden. Wegen der Hochwassergefahren werden am besten zuerst die an den Ufern liegenden Teilstücke der Staustufe unter Vermeidung scharf einspringender Ecken ausgeführt.

Am Neckar ist heute im wesentlichen mit folgenden Einheitspreisen zu rechnen:

Flußbau.

Handaushub	2,0 bis	2,5 RM/m³
Handaushub in der Baugrube	3,0 „	4,0 „
Bagger-Baugrubenaushub (unter Flußsohle)	3,0 „	3,6 „
Baggeraushub ohne Wasserhaltung . .	1,3 „	1,6 „
Zuschlag für Wasserhaltung	0,1	„
Naßbaggeraushub	3,5 „	4,0 „
Felsarbeiten mit Sprengen im Trockenen	6,0 „	8,0 „
Felsarbeiten unter Wasser	10 „	20 „
Baufeldumschließung der Kunstbauten	50 „	70 RM/lfdm
Wasserhaltung der Kunstbauten . . .	60 „	80 „ der Baugrube

Rammen und Ziehen von 1 m² Spundwand = (8+3) = 11 RM/m².

Roh ermittelt kostet 1 km Flußregelung = 0,3 Mill. RM
1 km Durchstich = 1,0 „ „
1 km Seitenkanal = 1,2 „ „

Schleusenbau.

Nach den vorbildlichen Ausführungen der umlauflosen Schleusen durch die Neckarbaudirektion werden am Neckar heute aus Ersparnis- und aus betrieblichen Gründen nur noch Schleusen ohne seitliche Umläufe erstellt. Eine allgemeine Übersicht einer Schleusenanlage zeigt Abb. 13. Alles in allem gerechnet stellen sich die Kosten des Betons des Schleusenbauwerks, wenn Kies und Sand im Baulos gewonnen und durch Waschen, Brechen und Sortieren verwendbar gemacht werden können, durchschnittlich auf 26 RM/m³, beim Bezug der Baustoffe außerhalb der Baustelle auf 33 RM/m³

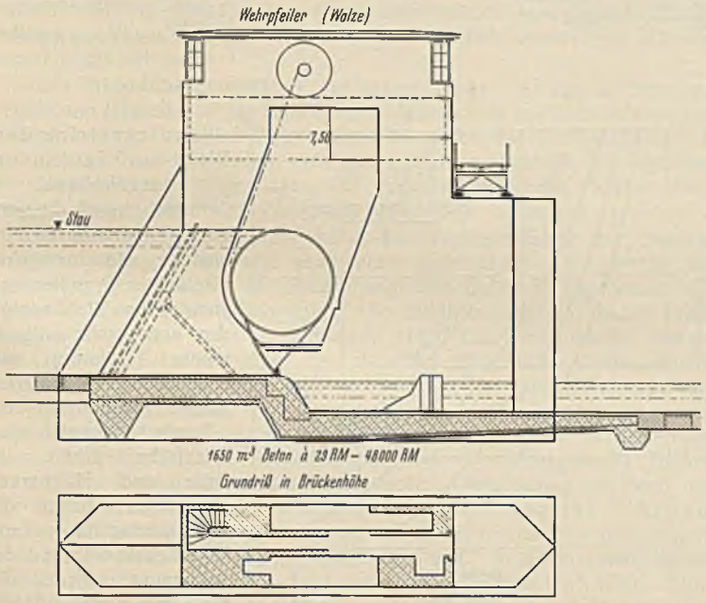


Abb. 15.

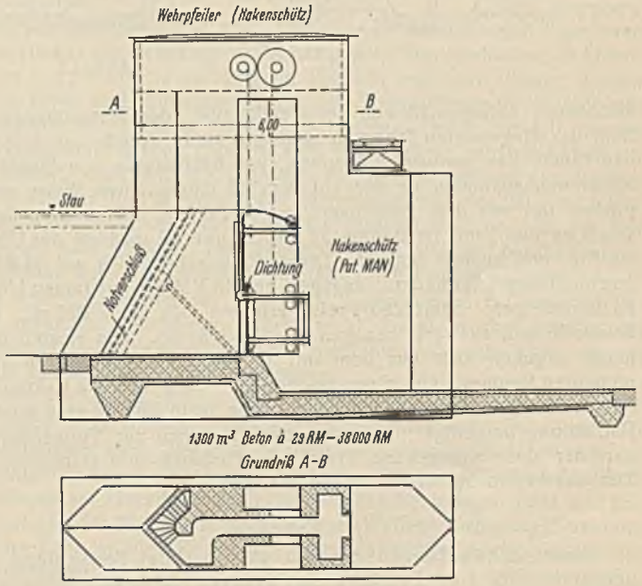
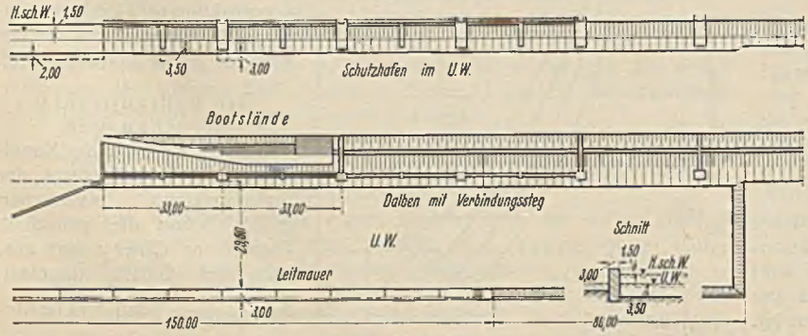


Abb. 16.

Im Durchschnitt kosten:

Die Leitspundwand mit Verankerung und Holm	45 RM/m²
Die Dalben im Unterwasser	35 000 RM
Das Schleusendienstgebäude	25 000 „
Die Stahlkonstruktionen und maschinellen Teile der Tore und sonstige Schleusenausrüstung bei 5 bis 6 m Gefälle	210 000 „

Damit der entwerfende Ingenieur rasch über die Baukosten der Schleusenanlagen für verschiedene Gefällehöhen Klarheit hat, sind die Baukosten in Abb. 14 zeichnerisch dargestellt. Die Kosten für Umschließung der Baugrube + Aushub + Wasserhaltung + Uferschutz sind nur allgemein angegeben; sie sind im übrigen für jeden Einzelfall besonders zu ermitteln.



Noch Abb. 13.

Wehranlage.

Bei den Wehranlagen ist es nicht möglich, die Baukosten in Abhängigkeit von der Stauhöhe festzulegen, weil, wie Abb. 15 u. 16 zeigen, schon bei gleicher Stauhöhe sich ganz verschiedene Formen und Abmessungen ergeben, je nachdem Walzen- oder Schützenverschlüsse angewendet werden. Die Pfeilerhöhe ist abhängig sowohl von der Verschlußart als auch von der Höhe des HHW. Für Vorentwürfe wird zunächst der Gesamtinhalt der Pfeiler be-

stimmt und mit einem für den gesamten Beton ermittelten Einheitspreis multipliziert, der zu 29 RM/m³, wenn Kies und Sand aus dem Baulos gewonnen werden, und zu 36 RM/m³, wenn diese Stoffe bezogen werden müssen, angenommen werden kann.

Die Dicke der Wehrschwelle und des Absturzbodens wird unter Berücksichtigung des Auftriebs ermittelt; an der Länge des Absturzbodens kann bei Verwendung von Energievernichtern wesentlich gespart werden. Der Einheitspreis des Betons ist 27 RM/m³ bzw. 34 RM/m³.

Über die Ermittlung der Preise und Gewichte der Verschlußkörper sind bereits genauere Angaben gemacht worden[1]), ebenso über die Festlegung der hydraulisch notwendigen Durchflußfläche[1]). Für grobe Preisbestimmungen darf angenommen werden, daß heute 1 m² Staufläche bei den gewöhnlichen Schützen und Walzenverschlüssen einschließlich des maschinellen Teils 600 RM kostet und etwa 0,9 t Stahlgewicht erfordert.

Kraftwerk.

Wie bei den Wehranlagen, so ist es auch hier nicht möglich, die Baukosten schematisch darzustellen, da die Abmessungen des Tief- und Hochbaues naturgemäß von der Gefällshöhe, der Wassermenge und der Zahl der eingebauten Turbinen abhängig sind. Am besten ermittelt man den Inhalt des umbauten Raumes, des Krafthauses von Fundament bis Maschinenhausboden in der auf Abb. 17 dargestellten Weise und multipliziert ihn mit dem Einheitspreise des Betons, der bei der Gewinnung von Kies und Sand im Baulos 32 RM/m³ unter Ausschluß der Ufermauern am Ein- und Auslauf beträgt. Dieser Preis erhöht sich auf 36 RM/m³ bei gewöhnlichen Ufermauern, dagegen auf 40 RM/m³ bei hohen Ufermauern an Berghängen. Sämtliche Preise erhöhen sich um 7 RM/m³, wenn die Baustoffe von auswärts bezogen werden müssen. Die Kosten des Hochbaues ergeben sich aus dem mit 15 RM/m³ multiplizierten Inhalt des umbauten Raumes. Um einen raschen Überblick über die Kosten kleinerer Flußkraftwerke mit einer Turbine zu geben, ist in Abb. 18 eine zeichnerische Darstellung beigefügt. Kommen zwei Turbinen zur Verwendung, so ist nur der dort angegebene Preis von Turbinen und Generator und der Tiefbauarbeiten um etwa 8 % zu erhöhen.

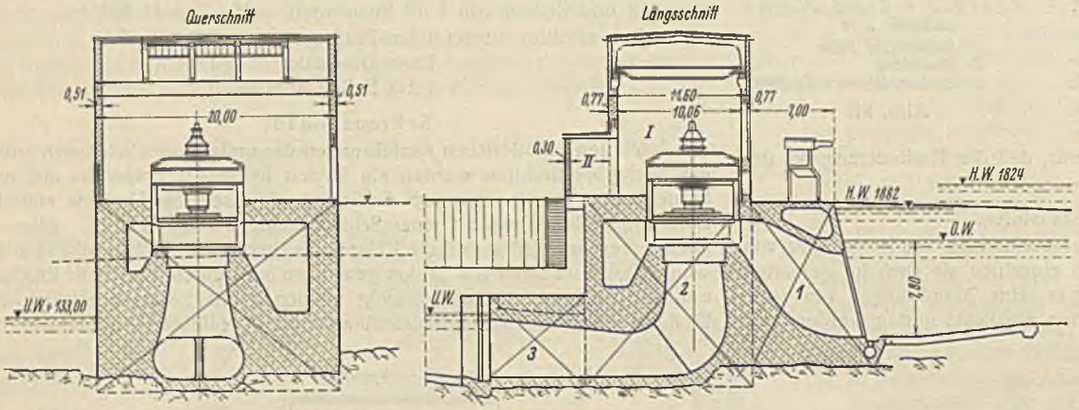


Abb. 17.

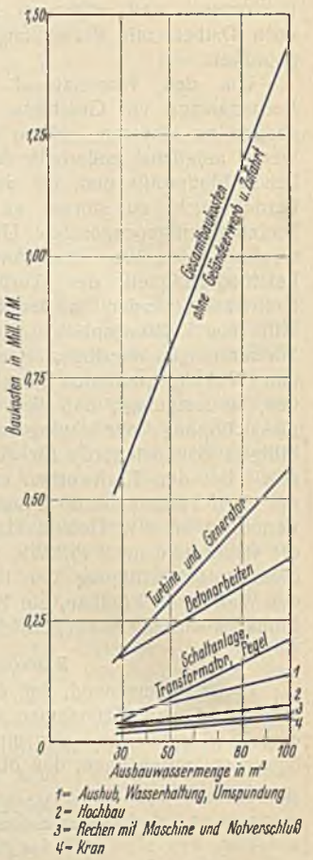


Abb. 18.

Brücken.

Starke Schwankungen ergeben sich bei der Feststellung des Einheitspreises für 1 m² Brückenbreite, bezogen auf Gesamtbreite und Stützweite, weil es sich teils um Städtische Straßenbrücken, teils um Feldwegbrücken oder Fußgängerstege mit den verschiedensten Belastungen und Systemen handelt.

Ganz allgemein wurden, bezogen auf heutige Preise, im Gebiete des Neckars ermittelt:

Eisenbetonbrücken mit Widerlager und Flügelmauern.

Brückenklasse 1:	Flußbrücken	60 bis 80 m Stützweite	= 350 RM/m²
„ 1:	Wehrbrücken	25 „ 35 „ „	= 160 „
„ 2:	Feldwegbrücken	25 „ 35 „ „	= 130 „

Stahlbrücken (Blechträger) mit Widerlager und Flügelmauern.

Brückenklasse 1:	Flußbrücken	60 bis 80 m Stützweite	= 400 RM/m²
„ 1:	Wehrbrücken	25 „ 35 „ „	= 180 „
„ 3:	Fußgängerstege über das Wehr (ohne Pfeiler)		= 120 „

Beton der Wasserbauten.

Die oft stark verunreinigten Flußwässer greifen im Laufe der Jahre die Betonbauten im Flußwasser mehr oder weniger stark an. (Neckarwasser SO_3-Gehalt 140 bis 160 mg/l.) Man legt daher den größten Wert auf ihre Wasserundurchlässigkeit, vermeidet Stampfbeton wegen der Schichtenbildung und Vorsatzbeton, weil er erschwert einzubringen ist. Umfangreiche Versuche der Neckarbaudirektion führten zu einem gießfähigen Beton (plastische Konsistenz 9 bis 10 Gew.-% Wassergehalt, Ausbreitemaß 50 cm) aus Traßportlandzement Mischung 1 : 7 mit folgender Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe:

0 bis	1 mm	17 %
0 „	7 „	43 „
0 „	25 „	84 „
0 „	40 „	100 „

Schwankungen des Sandkornes sollen ± 5 % nicht überschreiten. Diese Kornzusammensetzung mit einem Mindestgehalt an Sand ist zugleich die wirtschaftlichste, namentlich weil bei der Aufbereitung der Zuschlagstoffe aus dem Baulosaushub immer teurer Sand zugekauft werden muß.

[1]) Bautechn. 1935, Heft 46; 1936, Heft 22.

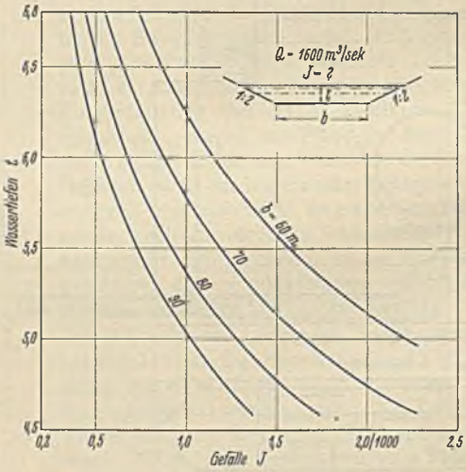


Abb. 19.

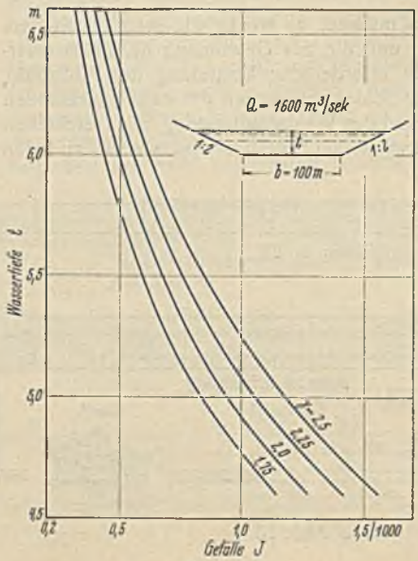


Abb. 20.

Schutzanstrich der Wehr- und Schleusenverschlüsse.

Bis heute konnte kein Unterwasserschutzanstrich den üblichen zweifachen Grundierungsanstrich aus Bleimennige, der erst nach vollkommener Trocknung und Erhärtung einen zweifachen Bitumen- oder Teerfarbenanstrich als Deckfarbe erhält, an Güte und Haltbarkeit übertreffen. Schon der Niederschlag starker Luftfeuchtigkeit während des Auftragens schadet der Haftfähigkeit dieser Deckfarben auf Lösungsgrundlage, unempfindlicher sind jedoch ihre Emulsionen. Ebenso sollen die der Lichtwirkung besonders ausgesetzten Teile am besten als weiteren Schutz Paraffinfarbenanstrich erhalten. Man merke sich, daß 1 t Stahlkonstruktion rd. 14 m² Anstrichfläche besitzt und ein 4facher Anstrich 20 bis 25 RM/t kostet.

Die hydraulischen Berechnungen.

Es ist klar, daß der Kanalplaner die Grundgesetze der Strömungslehre beherrschen muß. Schon die einfachste Formel von Chézy sagt uns, nach dem Gefälle aufgelöst, $J = \frac{Q^2}{F^2 C^2 R}$, daß der Gefälleverlust um so kleiner ist, je höher der Fluß aufgestaut bzw. je größer der Querschnitt

wird. Sehr anschaulich gibt hierüber die zeichnerische Darstellung Abb. 19 Aufschluß. Diese zeigt, wie bei zunehmender Wassertiefe, bei gleichbleibender Wassermenge und Flußbreite das Fließgefälle sinkt (Staukurve). Eine andere lehrreiche Darstellung erhält man aus dem Schaubilde Abb. 20, aus dem man die kleinere Wassertiefe t bei verbessertem Reibungswert γ nach Bazin ablesen kann. Freilich ist gerade die Feststellung des verbesserten Reibungsbeiwertes, wenn eine Ausräumung der Flußsohle und eine wesentliche Verbesserung der Ufer überhaupt stattgefunden hat, besonders sorgfältig durchzuführen. Jedenfalls haben die Nachrechnungen neu aufgenommener Hochwasserkurven des Neckars ergeben, daß nach einer gründlichen Flußregelung und betonierten Ufern der Reibungswert γ nach Bazin um höchstens 10 % verbessert und mit der Zeit wieder verschlechtert wird. Für die Bestimmung des Reibungsbeiwertes auf einer Haltungsstrecke wählt man am besten den nach Aufnahmemarken festgestellten Verlauf eines Hochwassers, das nicht zu hoch und nicht zu weit über die Ufer getreten ist, und vergewissert sich durch Einzeichnen der Hochwasserrandlinie auf dem Lageplan, ob überhaupt ein Fließen des ausgeuferten Wassers hat stattfinden können, da bei Einbeziehung des ausgeuferten Flußquerschnittes die dort abgeführte Wassermenge besonders gerechnet werden muß.

Sowohl die Berechnung der Staukurve als auch die Bestimmung der Hochwasserhöhenlinien wird am besten nach der einfachen Formel

$$\Delta h = -\Delta h = \frac{V_o^2 - V_u^2}{2g} + \frac{(V_o - V_u)^2}{2g} + \frac{V_m^2}{C_m^2 R_m} \cdot \Delta l,$$

Gefällverlust = Gewinn oder Verlust an Geschwindigkeitshöhe + Mischungsverlust + Reibungsverlust,

und zwar grundsätzlich ohne Beiwerte durchgeführt.

Im ungestauten Fluß gleichen sich Gewinn und Verlust an Geschwindigkeitshöhe aus, die Berücksichtigung des Mischungsverlustes beim plötzlichen Querschnittsübergang und wesentliche Profilunterschiede setzen kleine Profilabstände (nicht über 200 m) und eine aufmerksame Betrachtung der Breiten und Engen im Lageplan voraus. Man wird finden, daß bei der Berechnung der Hochwasserlinie der Reibungsverlust den weitaus größten Einfluß hat; dabei darf allerdings auch die Aufstauwirkung plötzlicher Flußengen oder Brücken und der Sohlenschwellen, wie z. B. unvollkommener Überfall über feste Wehre, nicht unberücksichtigt gelassen werden.

Schlußbemerkung.

Bei den hohen Kosten, die eine Flußkanalisierung einschließlich der Kunstbauten verursacht, z. B. die 113 km lange Neckarkanalstrecke Mannheim—Heilbronn, Bauzeit 1921 bis 1935, etwa 1 Mill. RM/km (heutiger Preis etwa 0,9 Mill. RM/km), muß auf eine verantwortungsbewußte, sorgfältige Planung und Ausführung der Bauten sehr geachtet werden. Es ist daher von unschätzbarem Vorteil, wenn umsichtige und in der Strombaukunst reich erfahrene Ingenieure solchen umfangreichen Arbeiten vorstehen und jungen, aufstrebenden Kräften fachliche Führer sind. In diesem Sinn bin ich meinem hochverehrten Chef, Herrn Strombaudirektor Dr.-Ing. ehr. Konz, Stuttgart, zu besonderem Dank verpflichtet.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neutrale Linie Cornaglias.

Von G. de Thierry, Berlin-Schlachtensee.

Gelegentlich des Internationalen Schiffahrtskongresses, der im September 1935 in Brüssel abgehalten wurde, gab die Theorie des berühmten italienischen Ingenieurs des vorigen Jahrhunderts Cornaglia zu Erörterungen Veranlassung, die allerdings zu keiner eindeutigen Klärung dieser Frage führten.

Der Generalberichterstatter zur ersten Frage „Anlage der äußeren Werke und Maßnahmen zur Erhaltung der Wassertiefe in Häfen an sandigen Küsten und an Haffmündungen" hatte in seinen der Versammlung vorgeschlagenen und von dieser auch angenommenen Schlußfolgerungen auf die Notwendigkeit hingewiesen, die Außenwerke eines Hafens, wenn möglich, bis zur neutralen Zone oder darüber zu erstrecken.

In seinem Generalbericht hatte der Berichterstatter zur zweiten Frage, die lautet „Bauweise senkrechter Hafendämme, Einwirkung des Seeganges; Grundlagen für Berechnung und Entwurf; Ergebnisse vorliegender Erfahrungen", behauptet, alle Berichte, die zu dieser Frage eingereicht worden wären, seien darin einig, die Cornagliasche Theorie der Grundsee fallen zu lassen. Eine derartige einheitliche Ablehnung ließ sich aber nicht nachweisen, und so blieb der zur ersten Frage gefaßte Beschluß, in dem nicht von einer neutralen Linie, dagegen von einer neutralen Zone die Rede ist, unwidersprochen bestehen. In Anbetracht dieser widersprechenden Anschauungen über die Cornagliasche Theorie war es ein Unternehmen, das unsere volle Anerkennung verdient, daß der Ingenieur des Hafens von Catania auf Sizilien, Agatino D'Arrigo, durch Veröffentlichung seiner wissenschaftlichen Forschungen sehr wesentlich zur Klärung dieser Frage beigetragen hat. In dem umfangreichen Werk „Ricerche sul Regime dei Litorali nel Mediterraneo" (Erforschung des Verhaltens von Küstengebieten des Mittelmeers) hat D'Arrigo auf vorzüglichen Kartenbeilagen, die seine Betrachtungen erläutern, neben dem Mündungsgebiete der vier bedeutendsten in das Mittelmeer einmündenden Flüsse (Nil, Po, Rhone, Tiber) das Verhalten der Bucht von Taormina, der Küste von Algier und des Landvorsprunges von Argentaro eingehend behandelt.

In meiner Abhandlung „Über Grundseen und ihre Beziehungen zur Bauweise von Hafendämmen"[1]) habe ich die Hauptzüge der Cornagliaschen Theorie behandelt. Es genüge hier, den Grundgedanken wiederzugeben. Das Wesen der Cornagliaschen Theorie beruht auf der schon von Leonardo da Vinci beobachteten Tatsache, daß die vom Wasser bewegten Sinkstoffe, die, wie er sich ausdrückt, weder von der einen noch von der anderen Stoßwirkung fortbewegt werden, auf derselben Linie liegen bleiben. Daraus folgerte Cornaglia:

> „Es gibt also einen Punkt, den wir als neutralen bezeichnen wollen, auf dem die Körper abwechselnd mit derselben Energie nach oben und nach unten gestoßen werden.
>
> Die Aufeinanderfolge dieser Punkte wird der Küste entlang eine neutrale Linie bilden. Jenseits, d. h. seewärts dieser Linie, werden die Körper in die großen Tiefen seewärts geschleppt (nachdem sie den Fuß der Strandterrasse, die mit dem Rande der folgenden Böschungsneigung zusammenfällt, überschritten haben), diesseits dagegen oder landwärts werden sie gegen das Ufer geworfen. Die Lage einer solchen neutralen Linie verändert sich nach den Körpern, nach der Lage, nach der Stärke des Seegangs usw.
>
> Die neutrale Linie wird eine um so tiefere Lage einnehmen, je stärker der Seegang, je flacher geneigt der Seeboden, je kleiner die Körper und je geringer ihr Gewicht sein wird. Daher werden für einen und denselben Punkt des Seegrundes und für eine und dieselbe Wellenstärke Körper verschiedener Größe, Gestalt und von verschiedenem spez. Gewicht auch verschiedene neutrale Linien aufweisen. Dies sind die Ursachen für die Bildung und für das Verschwinden (den Abbruch) der Meeresufer, für das Hin- und Herwandern der Stoffe, aus denen sie gebildet sind, und für das Auftreten bald größerer, bald kleinerer Stoffe. Hierauf beruht auch die Bildung jener ausgedehnten unterseeischen Ebenen (Uferterrassen)."

Die ablehnende Stellung, die viele Ingenieure der Cornagliaschen Theorie gegenüber einnehmen, dürfte wohl darauf beruhen, daß streng genommen von einer neutralen Linie nicht die Rede sein kann, da, wie Cornaglia schreibt, unter der Einwirkung

> „des Seeganges, dessen Intensität (je nach Wellenhöhe und Wellenlänge) stets wechselt, die Körper verschiedener Größe und verschiedenen spez. Gewichts, je nach der Neigung des Seebodens verschiedene Lagen einnehmen. Mit andern Worten: jeder freibewegliche Körper am Grunde des Meeres hat das Bestreben, unter der Einwirkung der ihn bewegenden Kräfte (Wellenschwingung, Strömung) eine Lage größter Ruhe, d. h. weitestgehenden Gleichgewichts, einzunehmen".

Die Tiefen, bis zu denen die Wellenschwingungen spürbar sind, richten sich natürlich nach der Wellenhöhe und Wellenlänge der sichtbaren Wellen. Schon Julius Caesar hatte bei seinem Kriegszuge nach den britischen Inseln am Ärmelkanal „Minus magnos ibi fluctus fieri cognoverat" festgestellt, daß die Wellen des Mittelmeers eine größere Höhe hatten als die im Ärmelkanal. Daß als Ursache dieser Erscheinung die größeren Tiefen des Mittelmeers — bis zu 4000 m — zu suchen sind, war ihm allerdings nicht bekannt.

Die Trübung, die das Wasser bei stark bewegter See bis zu großen Tiefen zeigt, beweist, daß die an der Oberfläche sichtbare Wellenbewegung die am Meeresboden liegenden Sinkstoffe aufzuwühlen vermag. Die von Hafenbaudirektor Eckhardt nach seinem Bericht „Erfahrungen über Wellenwirkung beim Bau des Hafens in Helgoland"[2]) beobachteten Schwingungen eines Telegraphenkabels, das in 25 m Tiefe einen Bruch erlitten hatte, beweisen ebenso wie die Zerstörung des in ähnlichen Tiefen erbauten Hafendamms von Algier, daß die Wellenbewegung sich in sehr merkbarem Umfange bis zu derartigen Tiefen erstrecken kann, denn der Einsturz des Hafendammes ist auf diese Ursachen zurückzuführen.

Die Bewegung, der die Sinkstoffe an den Küsten unter Einwirkung des Seeganges unterworfen werden, hat zur Folge, daß sie zerrieben werden und allmählich in größere Tiefen wandern, bis schließlich der Schlamm (Schlick), der eine kaum wahrnehmbare Korngröße hat, sich in den großen Tiefen ablagert.

---

[1]) Jahrb. der Hafenbautechnischen Gesellschaft, XII. Bd., 1930/31.

[2]) Siehe Fußnote 1.

Unter Verwendung von verschiedenen Sieben hat Thoulet die Beschaffenheit der den Meeresgrund bildenden Sinkstoffe in neun Klassen eingeteilt. Alle über 3 g wiegenden Steine teilt er der Klasse „Steine" zu. Der Schotter wird nach der Korngröße und dem Gewicht in drei Klassen, der Sand dagegen in vier Klassen eingeteilt, während der „Schlamm" eine Korngröße von unter 0,04 mm aufweist und in trockenem Zustande durch das Sieb Nr. 200 hindurchgeht. Die meisten Arbeiten hat Thoulet in der französischen Zeitschrift „Annales des Mines" veröffentlicht.

Untersuchungen, die Thoulet im Golf von Lyon anstellte, ergaben für die Lage der neutralen Linie folgende Tiefen:

	Sandiger Schlamm m	Schlamm m	Entfernung vom Strande m	Neigung des Grundes
Vor Cette	27	40	5092	0,0027
Vor La Nouvelle	26	29	540	0,0056
Vor der Tech-Mündung (nördlich der französisch-spanischen Grenze) . .	21	38	4011	0,0095

Um einen ganz allgemeinen Vergleich mit den von Thoulet erzielten Ergebnissen anzustellen, hat D'Arrigo die Lage der neutralen Zonen nach seinen im Golf von Gaeta und bei Palermo vorgenommenen Aufnahmen den Thoulet'schen Ergebnissen in folgender Tabelle gegenübergestellt:

Örtlichkeit	Sand m	Schlammiger Sand m	Sandiger Schlamm m	Schlamm m
Golf von Lyon .	8,50 bis 34	—	21 bis 27	29 bis 40
Golf von Gaeta .	7 „ 25	15 bis 70	15 „ 55	55 „ 90
Palermo . . .	9 „ 31	10 bis 31	18 „ 26	19 „ 31,50

Aus den auf acht Tafeln dargestellten Beispielen, die D'Arrigo zum Gegenstande seiner Untersuchungen gemacht hat, leitet er für die Lage der neutralen Zonen folgende Werte ab:

Örtlichkeit	Sand m	Schlammiger Sand m	Sandiger Schlamm m	Schlamm m
Nildelta . . .	11 bis 19	11 bis 21	9 bis 50	—
Rhonedelta . .	4 „ 16	4 „ 23	5 „ 39	7 bis 70
Tiberdelta . . .	9 „ 22	10 „ 28	12 „ 60	16 „ 130
Taorminabucht .	3 „ 100	—	—	20 „ 150
Algier	6 „ 27	17 „ 36	19 „ 42	—
Landvorsprung von Argentaro	2 „ 5	—	40 „ 42	40 „ 50

D'Arrigo weist darauf hin, daß bei der Beurteilung der dem Meeresboden entnommenen Bodenproben sie nach folgenden grundsätzlichen Gesichtspunkten geprüft werden müssen:

1. Die mechanische Analyse soll in morphologischer Hinsicht nicht nur die Größenverhältnisse, sondern auch das Verhältnis der einzelnen Teile der Probe nach Dichte und Größe feststellen.

2. Die mineralogische Analyse soll die mineralische Zusammensetzung und die Struktur der Proben feststellen. Diese Untersuchung kann durch Vergleich der charakteristischen mineralischen Bestandteile einen Einblick über die Wandlungen gewähren, die die Bodenprobe von ihrer ursprünglichen Lagerstätte bis zum Fundort durchgemacht hat.

3. Die chemische Analyse soll darüber Aufklärung geben, welchen chemischen Einflüssen die Bodenprobe im umgebenden Medium unterworfen war.

4. Die biologische Analyse ist insofern unentbehrlich, als lebende Organismen oder deren Überbleibsel unter Umständen eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielen können. Es sei in dieser Beziehung nur auf die Bildung von Korallen-, Muschel- und Austernbänken hingewiesen. Dichte Algenbildungen bilden vielfach einen äußerst wirksamen Schutz des Meeresgrundes gegen die Wellenbewegung am Meeresgrunde.

Eigenartige Bildungen erwähnt E. Cortese, den D'Arrigo anführt. An der nordöstlichen Küste Siziliens findet man kugelförmige Sandsteinbildungen, die bis zu 60 m Durchm. aufweisen. An einem geschützten sandigen Strande lagert sich dort der Sand um ein Stückchen Kalkstein und bildet diese sandsteinartigen Kugeln, die häufig über den sandigen Strand ragen, weil der Wellenschlag den Sand, der sie umgibt, wegwäscht, aber nicht stark genug ist, um sie selbst fortzubewegen.

Ähnliche Bildungen findet man auch in den venezianischen Lagunen, wo Kiesel und leichtere Sinkstoffe sich um einen eisernen Nagel oder um irgendein Stück Eisen festlagern. Im ersten Fall bildet der Kalk, im zweiten das Eisenoxyd das Bindemittel um den Kern, der meistens völlig aufgezehrt wird, so daß man beim Spalten dieser Bildung nur einen Hohlraum vorfindet.

Die Ableitung bestimmter Gesetze für die Lage der neutralen Zonen im Sinne Cornaglias, die, wie aus den oben wiedergegebenen Tabellen hervorgeht, sich nicht scharf abzeichnen, sondern vielfach ineinander übergreifen, scheitert daran, daß die Wirkung der Wellen auf den Meeresgrund[3]) mit der Beschaffenheit und den Eigenschaften der Stoffe, die den Küstensaum bilden oder durch die Wellen und Strömungen der Küste zugeführt und ihr entlang wandern, sich ändern. Strömungen von 2,50 bis 3 m/sek, wie sie parallel zum Strande vor Cette im Golf von Lyon, 1,56 m/sek in den Dardanellen und 1,68 m/sek in Bosporus, über 2 m/sek bis zu Tiefen von 90 m in der Straße von Messina mit wechselnder Richtung zwischen dem Tyrrhenischen und dem Jonischen Meer, dagegen immer noch 0,29 m/sek in 500 m Tiefe bei 1100 m Meerestiefe vor Cap d'Armi in der Bucht von Taormina festgestellt worden sind, spielen jedenfalls eine nicht unbeachtliche Rolle bei der Ablagerung der Sinkstoffe. Auf die Wirkung solcher Strömungen ist die Entstehung von Wirbeln zurückzuführen, deren bekannteste die von Homer erwähnten von Skylla und Charybdis in der Straße von Messina sind.

Aber auch geringere Strömungen als die vor Messina vermögen Wirbel zu erzeugen, denen die Erscheinung von Vertiefungen neben ausgedehnten Anlandungen zuzuschreiben ist, die auf den Kartenbeilagen D'Arrigos dargestellt sind.

Der Verlauf der Tiefenlinien, Einbuchtungen und Landvorsprünge, der Verlauf der Küsten, ihre Lage zu den vorherrschenden und dominierenden Winden, die Dauer der heftigsten Stürme, die hierbei auftretenden Wellen[4]) sind Faktoren, die ihren Einfluß auf die Gestaltung des Meeresgrundes ausüben. Und schließlich darf man nicht außer acht lassen, daß die Tiefenaufnahmen, die sich über ein immerhin ausgedehntes Küstengebiet erstrecken müssen, zeitraubend sind und daher nur in größeren Zeiträumen ausgeführt werden können. Unter diesen Umständen erscheint es nicht gerechtfertigt, aus den vorliegenden Unterlagen unanfechtbare Schlußfolgerungen, besonders negativer Art, über die Cornagliasche Theorie zu ziehen.

Die Forderung, die D'Arrigo im X. Kapitel seines Werkes erhebt nach häufigeren Aufnahmen bestimmter Küstengebiete, die es gestatten, dichter beieinander liegende, bis zu den großen Tiefen reichende Tiefenlinien darzustellen mit genaueren Angaben über die Beschaffenheit des Meeresgrundes, ist durchaus berechtigt. Erst die Erfüllung dieses Wunsches wird alle Zweifel über die Theorie Cornaglias zu beheben vermögen.

Die Modellversuche, die vielfach angestellt worden sind, haben keinen Beitrag zur Theorie von Cornaglia zu liefern vermögen. Cornaglia weist darauf hin, daß Grundseen nur bei geneigtem Seeboden auftreten; offenbar genügt die Neigung, die man dem Grunde in einem Modell zu geben vermag, nicht zur Erzeugung wahrnehmbarer Grundseen.

Die wellenförmige Lagerung des sandigen Grundes bei Modellversuchen, die in einigen Berichten und Vorträgen des Brüsseler Kongresses erwähnt wurden, hat schon Leonardo da Vinci beobachtet. Er gab dafür folgende Erklärung: „Die Welle sei fauler am Ende ihres Anstieges als an irgendeiner anderen Stelle", deshalb bleibe der Sand unter dem Wellenberg höher liegen als unter dem Wellental.

Im übrigen muß man bei der Auswertung der Ergebnisse von Modellversuchen auf dem Gebiete des Hafenbaues äußerst vorsichtig sein. Um nur einen Umstand herauszugreifen, ist es z. B. nicht möglich, in einem Modell das Verhalten des Seegrundes, der von einer Wasserschicht von 20 m und darüber überlagert wird, wiederzugeben. Wenn bei Modellversuchen über Geschiebebewegung in Flußläufen es bedenklich ist, über gewisse Ergebnisse qualitativer Art hinausgehende Schlußfolgerungen zu ziehen, ist dies bei Versuchen seebaulicher Art erst recht der Fall.

---

[3]) D'Arrigo berichtet, daß Bleiblöcke von 30 kg Gewicht, die zur Verankerung von Fischreusen dienten und in 150 m Wassertiefe versenkt waren, bei 7 m hohen Wellen vor Catania verschoben wurden.

[4]) Gegenüber der von Scoresby im Nordatlantik beobachteten Wellenhöhe von 36,75′ = 11,1 m haben Offiziere der amerikanischen Marine an Bord des „Ramapo" durch genaue Messungen im Stillen Ozean im Februar 1933 eine Welle von 112′ = 34 m Höhe beobachtet.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Allerkanal- und Landgrabendüker unter dem Mittellandkanal.

Von Regierungsbaurat Hellmut Steffenhagen, Swinemünde.

Der Mittellandkanal im Bezirk des Preußischen Kanalbauamtes Oebisfelde kreuzt zwischen Kanal-km 106 und 107 den Allerkanal und den Landgraben kurz vor deren Vereinigung. Die beiden genannten Gräben führen ständig Wasser, und es ist zu jeder Jahreszeit mit Hochwasser zu rechnen. Da aber eine Einleitung von so großen Hochwassermengen auch für kurze Zeit in den Mittellandkanal ausgeschlossen war, blieb nur übrig, diese beiden Gräben noch vor Durchgang des Kanalbaggers zu unterdükern. Aus Zweckmäßigkeitsgründen sind sie zusammengefaßt und in einem gemeinsamen Düker unter dem Mittellandkanal hindurchgeleitet worden (Abb. 1).

Die Ausführung erweckt besonderes Interesse durch die Gründung zwischen eisernen Spundwänden auf dünner Eisenbetonsohle mit Auflastkasten.

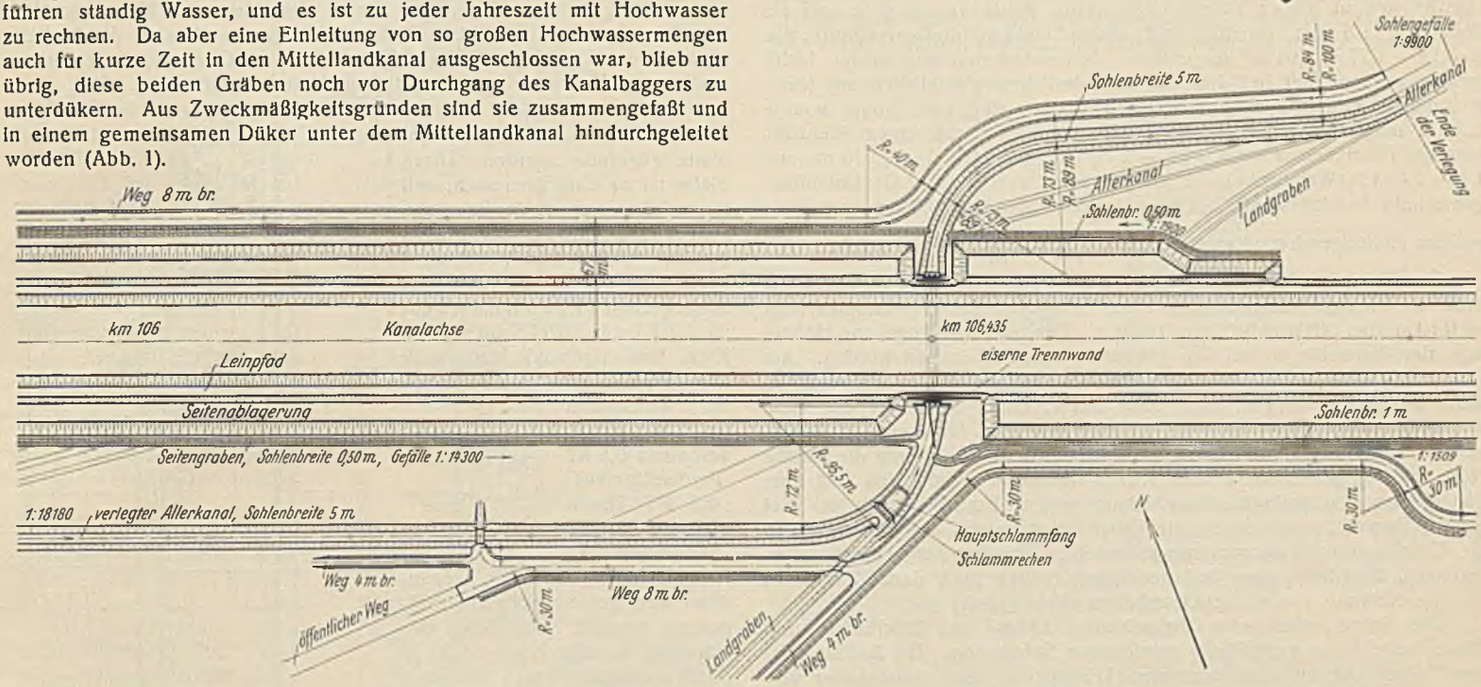
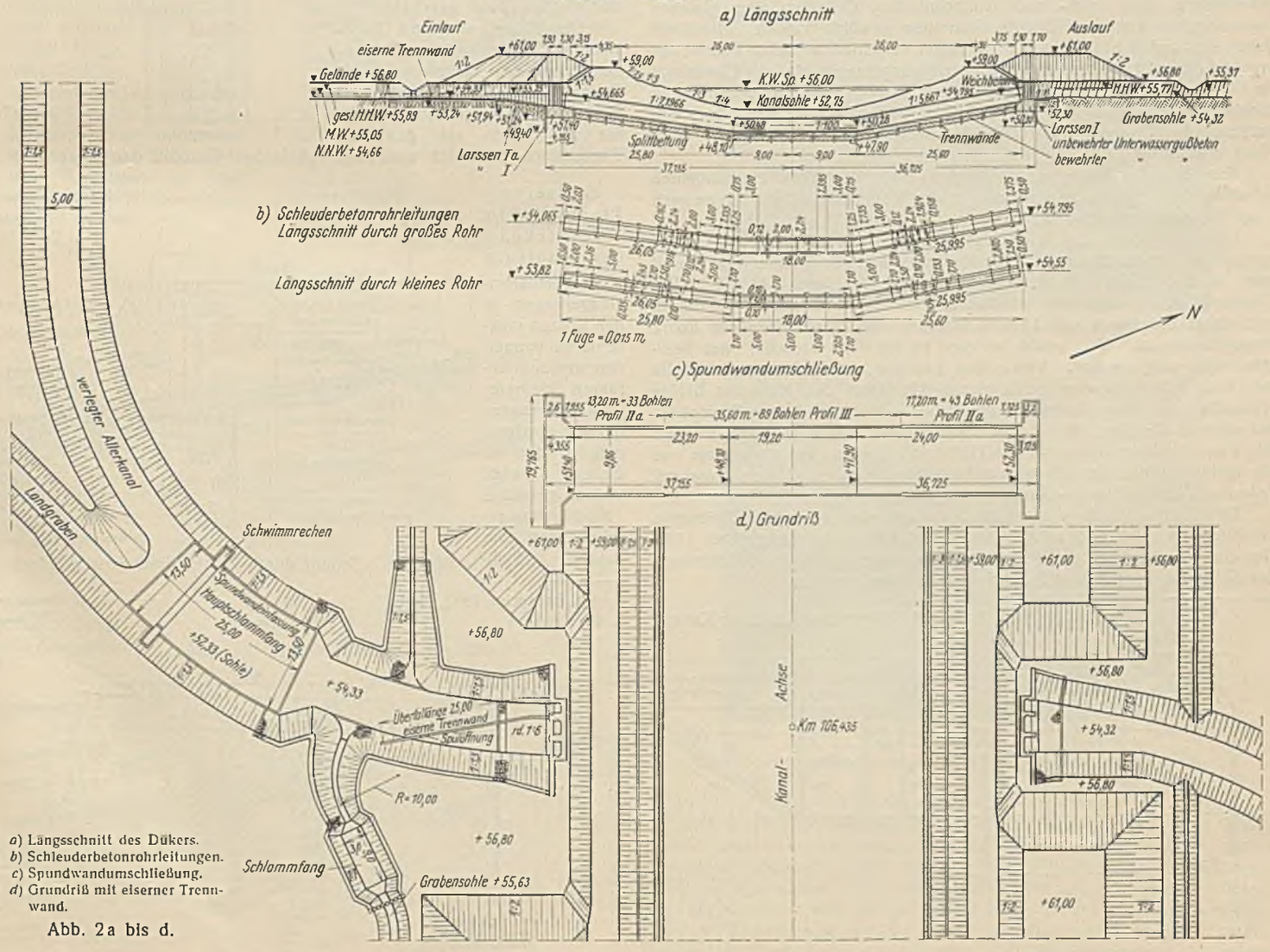


Abb. 1. Lageplan.



a) Längsschnitt des Dükers.
b) Schleuderbetonrohrleitungen.
c) Spundwandumschließung.
d) Grundriß mit eiserner Trennwand.

Abb. 2a bis d.

I. Dükerbauwerk.

a) Dükerrohre.

Wie bei den meisten anderen Dükern des Bauamtsbezirkes Oebisfelde sind wegen der angreifenden Grund- und Grabenwässer Schleuderbetonrohre gewählt worden[1]). Nach den wassertechnischen Berechnungen mußte im ungünstigsten Falle mit 10,5 m³/sek Abfluß gerechnet werden. Hierfür sind in diesen Berechnungen zwei Rohre von je 2 m und ein Rohr von 1,5 m l. Durchm. mit einem Gesamtabflußquerschnitt von $2 \cdot 3{,}14 + 1{,}77 = 8{,}05$ m² vorgesehen. Schleuderbetonrohre solcher Lichtweiten werden aber bei den hier erforderlichen Wanddicken aus werktechnischen Gründen nicht hergestellt. Daher sind zwei Rohre von je 2,24 m und ein Rohr von 1,7 m äußerem Durchm. mit einem kleinsten inneren Durchmesser von $2{,}24 - 2 \cdot 0{,}162$ (Wanddicke) $= 1{,}916$ m und $1{,}7 - 2 \cdot 0{,}135$ (Wanddicke) $= 1{,}430$ m gewählt worden. Der Gesamtabflußquerschnitt beträgt somit 7,41 m² bei einem Stau von 0,148 m und einer größten Abflußgeschwindigkeit von $v = \frac{Q}{F} = \frac{10{,}5}{7{,}41} = 1{,}417$ m/sek.

Der Einlauf, d. h. der Schnittpunkt der verlängerten, inneren Scheitellinie der kleinen Rohrleitung mit der Stirnwand des Oberhauptes liegt rd. 0,10 m über NNW (Abb. 2a u. 3a bis e). Die hierdurch gegebene Höhenlage der Rohrsohle ist bei den großen Rohren beibehalten worden. Am Unterhaupt (Abb. 4a bis e) liegen die Scheitel der beiden Hochwasserrohre auf NN + 55,77 m, also unter HHW, damit bei HHW der volle Rohrquerschnitt ohne unnötigen, zusätzlichen Stau für den Abfluß ausgenutzt wird. Auch hier haben die Rohrsohlen der drei Rohre die gleiche Höhe. Die großen Rohre sind 1,15 m überdeckt worden, so daß über den Muffen eine geringste Überdeckung von rd. 1 m vorhanden ist. Bei dieser Überschüttung können die Rohre leergepumpt werden, ohne daß die Gefahr eines Aufschwimmens besteht. Um das Auspumpen zu erleichtern, hat der untere Teil der Rohrleitungen nach dem Unterhaupt zu eine Neigung von rd. 1 : 100 erhalten (Abb. 2a).

Die Rohre haben eine doppelseitige Längs- und Querbewehrung. Diese besteht aus gegenläufig gewickelten Spiraleisen. Die Auflast über den Rohren ist auf den einzelnen Teilstrecken sehr voneinander verschieden. Daher sind aus wirtschaftlichen Gründen Rohre von verschiedenen Wanddicken, aus werk- und bautechnischen Gründen aber gleichen Außendurchmessern und Eisenbewehrungen gewählt worden. Hierdurch haben sich auf den einzelnen Teilstrecken verschiedene lichte Rohrweiten ergeben (Abb. 2b). Der glatten Wasserführung wegen sind die Übergänge im Rohrinnern dadurch hergestellt worden, daß die Rohre mit der größeren Lichtweite bei der Herstellung im Werk mittels aufgeschleuderter, sich verjüngender Übergangstücke auf den kleineren Lichtdurchmesser überführt sind.

Die Rohre haben innen und außen einen doppelten Inertolanstrich erhalten. Von diesem ist der erste n der Werkstatt und der zweite nach dem Einbau aufgebracht worden.

Die Rohrstöße, die eine ausreichende Beweglichkeit der Rohre gegeneinander gewährleisten, sind von innen her gedichtet worden, damit man so bei Bodensetzungen später nachdichten kann (Abb. 5). Die Dichtung ist so ausgeführt worden, daß der Rohrschwanz in die Muffe mit einem Spielraum von 15 mm zwischen den Stirnflächen der Rohre eingeschoben ist. Von innen her sind in die Fuge zunächst zwei Teerstricklagen eingestemmt. Von außen genügte ein Abdichten der Muffe mit Werg. In diesen so entstandenen Hohlraum der Muffe ist heißes Naturbitumen, dessen Erstarrungspunkt bei —20° und dessen Tropfpunkt bei etwa +40° liegt, durch acht Löcher in der Muffe gegossen worden. Die Fuge ist dann bis etwa zur Hälfte mit Teerstricken verstemmt und die andere Hälfte der schwalbenschwanzförmig ausgebildeten Fuge mit Asbeston (Asbest-Zement-Gemisch) ausgestrichen worden.

Die Rohre liegen in einem Splittbett, das unter der Rohrsohle rd. 20 cm dick ist und seitlich bis zur Kämpferlinie reicht (Abb. 11h). Um eine sichere Lage der Rohrstränge zu erreichen, sind die Hohlräume des Splitts lagenweise mit Sand vollgeschlämmt worden.

[1]) Vgl. Bautechn. 1933, Heft 28, S. 406, Düker des Aue-Oker-Kanals.

b) Dükerhäupter.

Die Dükerhäupter sind bis etwa in Geländehöhe, die über HHW liegt, hochgezogen (Abb. 3a bis e und 4a bis e). Um bei Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten die einzelnen Dükerschläuche gegen das Außenwasser abschließen zu können, sind an den beiden Häuptern die Rohrleitungen durch Zwischenmauern getrennt. Ferner sind Dammbalkenfalze und Einsteigeleitern vorhanden. Einem Vorschlage der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffsbau in Berlin entsprechend, sind die Einlaufkanten der Häupter und die Pfeilerköpfe am Oberhaupt nach einer bestimmten Kurve ausgerundet, die am Unterhaupt dagegen nicht.

Die Häupter sind auf unbewehrter Unterwassergußbetonplatte gegründet worden. Diese Platte ist so stark bemessen, daß sie nach Leerpumpen der Baugrube dem vollen Auftrieb das Gleichgewicht hielt. Das Mischungsverhältnis der Platte und der Sohle beträgt 1 RT Portlandzement : 0,15 RT Traß : 2,3 RT Sand : 2,3 RT Kies. Das aufgehende Mauerwerk der Häupter ist in Weichbeton im Mischungsverhältnis 0,5 RT Portlandzement : 0,5 RT Thurament : 2,63 RT Sand : 2,63 RT Kies zwischen gehobelter, gespundeter und geölter Schalung hergestellt worden. Der Beton der Häupter ist bis NN + 55,30 m durch aufgespritztes Bitumen gegen die schädlichen Grund- und Grabenwässer geschützt.

Die Flügel sind mit Rücksicht auf ungleichmäßige Setzungen von den Häuptern durch Fugen getrennt. Diese sind durch eine doppelte Lage von Asphaltfilz und durch ein gewelltes Kupferblech gedichtet worden[2]).

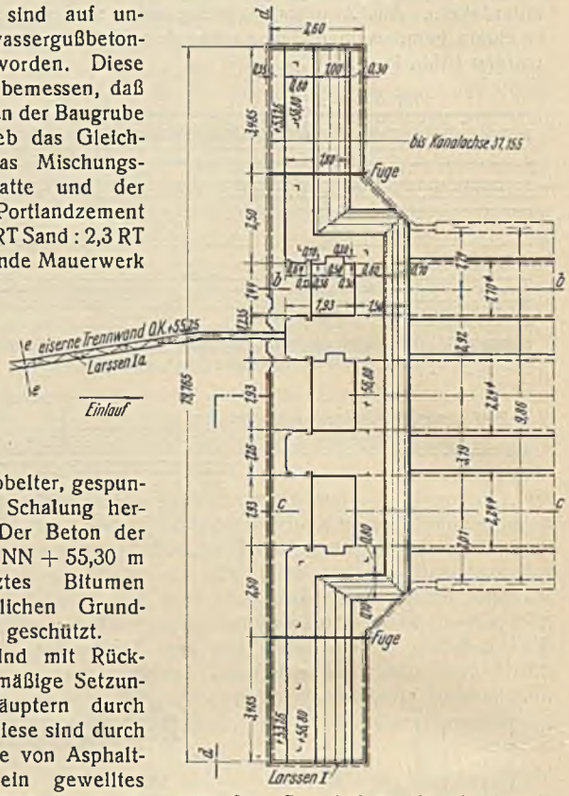


Abb. 3a. Grundriß des Oberhauptes.

c) Eiserne Trennwand im Vorbecken des Einlaufs.

Um Schlammablagerungen in den Rohren möglichst zu vermeiden, wird zum Abführen kleinerer Wassermengen nur ein einziges, nämlich das zu diesem Zweck kleiner gewählte Niedrigwasserrohr benutzt. Die beiden Hoch-

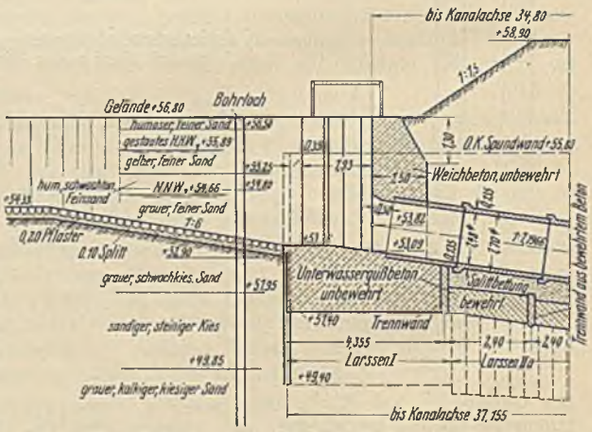


Abb. 3b. Schnitt durch kleines Rohr (mit Bohrloch).

[2]) s. Bautechn. 1933, Heft 28, S. 407, Abb. 4.

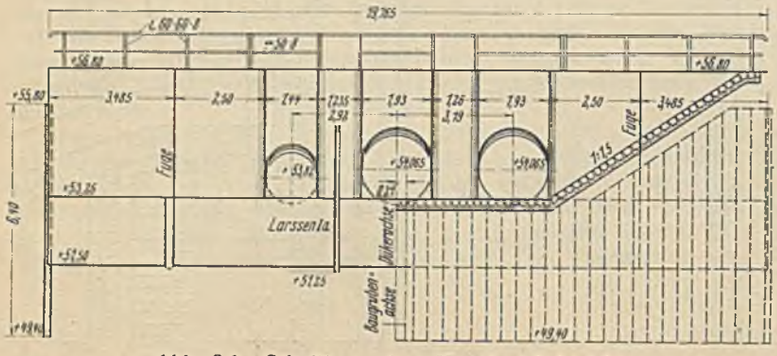


Abb. 3d. Schnitt vor dem Haupt und Ansicht.

Abb. 3e. Schnitt durch eiserne Trennwand.

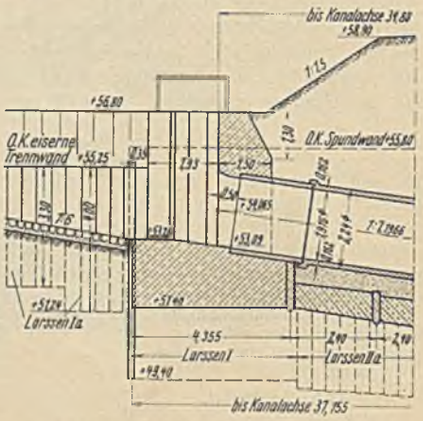


Abb. 3c. Schnitt durch großes Rohr.

wasserrohre sind durch eine eiserne Trennwand vor dem Oberhaupt gegen niedere Wasserstände abgeschlossen. Die mit Kupferzusatz versehenen eisernen Spundbohlen haben bei einer Rammtiefe von 2 m eine größte Gesamtlänge von 4 m und sind mit dem Pfeiler des Oberhauptes beweglich verbunden (Abb. 2a, d u. 6). Die Überlaufkante der Trennwand ist mit Rücksicht auf die tiefe Lage des Geländes auf NN + 55,25 m gelegt worden, obwohl wegen der bei dieser Höhenlage noch vorhandenen, geringen Abflußgeschwindigkeit im kleineren Rohre eine höhere Lage der Trennwand an sich erwünscht gewesen wäre. Die bei der gewählten Höhenlage erforderliche Überfalllänge der Trennwand beträgt 25 m.

Um bei einem etwa vorübergehend notwendig werdenden Abschluß des kleinen Rohrstranges die ankommende Wassermenge ohne nennenswerten Stau den beiden Hochwasserrohren zuführen zu können, hat die Trennwand am oberen Ende eine Öffnung von 1,2 m lichter Weite und 0,90 m Höhe erhalten. Diese mit Zementstegdielen verschlossene Öffnung kann gelegentlich auch zum Spülen und Auffrischen des Wassers in dem Vorbecken vor den beiden Hochwasserrohren benutzt werden.

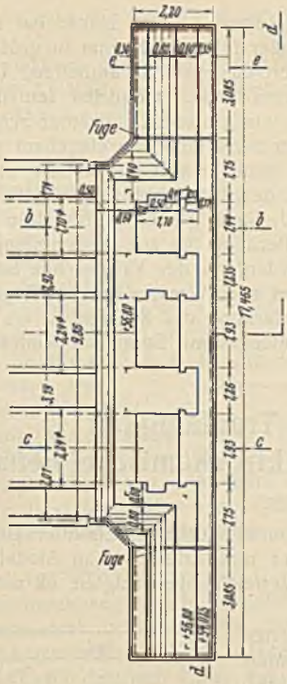


Abb. 4a.
Grundriß des Unterhauptes.

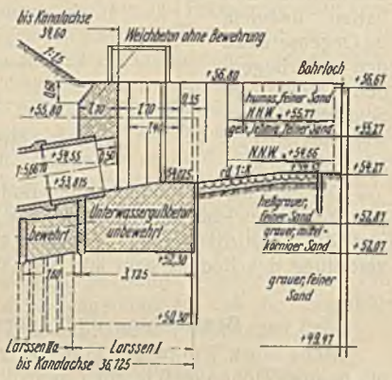


Abb. 4b. Schnitt durch kleines Rohr (mit Bohrloch).

Abb. 4e. Schnitt durch den Flügel.

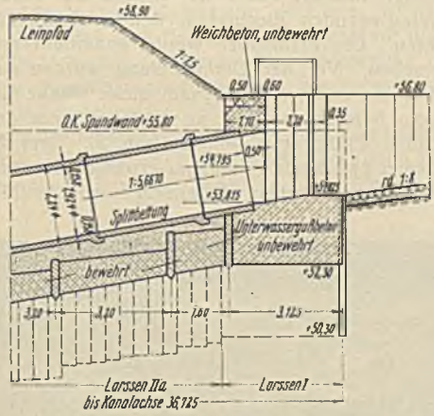


Abb. 4c. Schnitt durch großes Rohr.

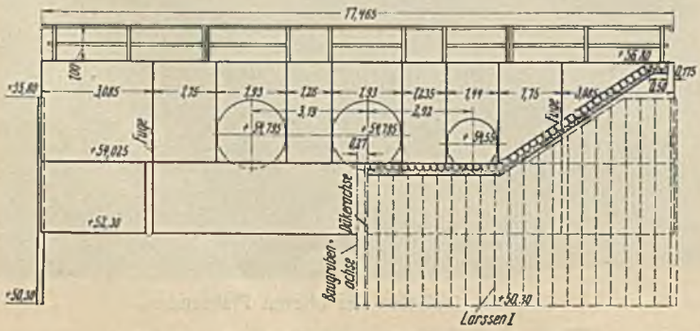


Abb. 4d. Schnitt vor dem Haupt und Ansicht.

d) Anschlußgräben und Vorbecken.

Ober- und unterhalb der Kanalkreuzung sind die beiden Gräben verlegt, ausgebaut und an den Düker angeschlossen worden (Abb. 1 u. 2d). Die Sohle des Allerkanals ist auf der verlegten Strecke von 4 m auf 5 m verbreitert, um die durch den Dükerstau eintretende Verringerung des Gefälles auszugleichen. Die von Westen her ankommenden Kanalseitengräben haben eine so geringe Wassermenge und Geschwindigkeit, daß hier auf die Anlage von Schlammfängen verzichtet werden konnte.

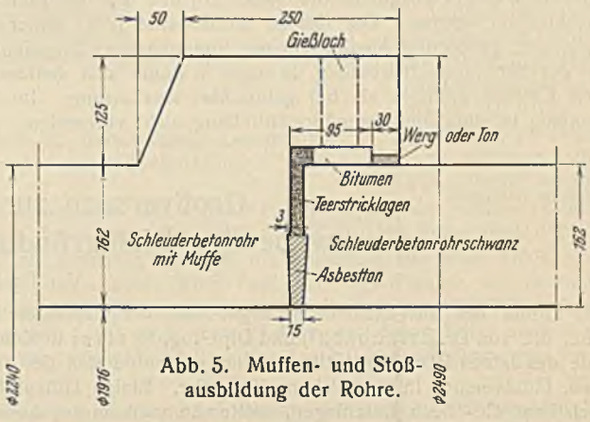


Abb. 5. Muffen- und Stoßausbildung der Rohre.

Die Sohlen und Böschungen der Vorbecken haben Vieleckpflaster von 20 cm Dicke auf 10 cm dicker Splittunterlage erhalten. Die Neigung der Böschungen beträgt in den Anschlußgräben und Vorbecken 1 : 1,5. Das Pflaster ist nach den Gräben zu durch hölzerne Pfähle von 1,2 m Länge und 12 cm Durchm. abgeschlossen (Abb. 6).

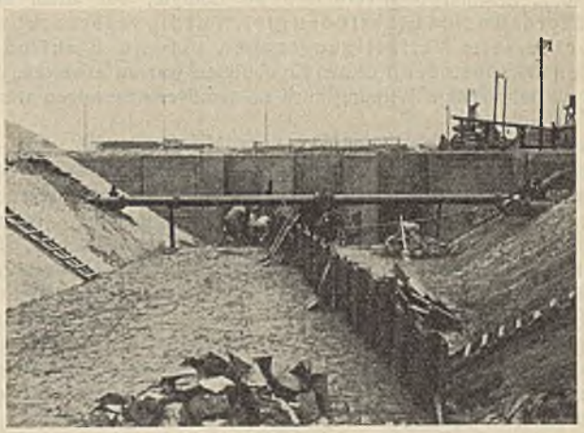


Abb. 6. Oberhaupt mit eiserner Trennwand im Vorbecken.

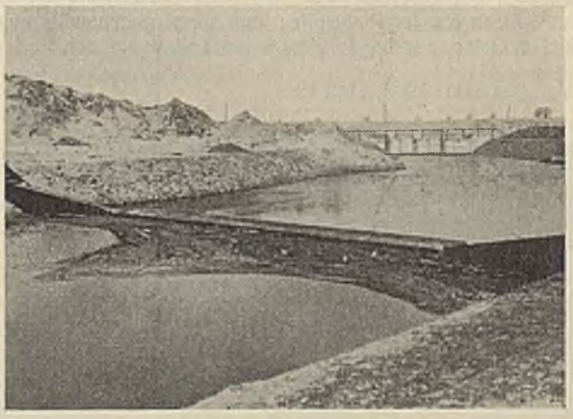


Abb. 7. Schwimmrechen mit Treibstoffen über dem Hauptschlammfang mit fertiggestelltem Oberhaupt.

e) Schlammfänge und Rechen.

Bei niedrigen Wasserständen wird die Trennwand vor dem Düker dessen Verschlammung zwar wesentlich verringern, aber nicht restlos beseitigen. Es sind trotzdem in den größeren Zubringern noch besondere Schlammfänge, deren ausreichende Größe errechnet ist, hergestellt worden.

Bei kleinerem und mittlerem Hochwasser ist die über die Trennwand fallende Wassermenge nur klein und die Wassergeschwindigkeit in den beiden Hochwasserrohren nur gering, weil die Querschnitte der beiden Hochwasserrohre im Verhältnis zu der durchströmenden Wassermenge

sehr groß sind. Gleichzeitig wächst aber mit steigendem Wasser die Wassergeschwindigkeit im Hauptschlammfang. Es besteht daher die Gefahr, daß bei Niedrigwasser dort abgelagerte Stoffe wieder aufgewirbelt, den beiden Hochwasserrohren zugeführt und wegen der in diesen herrschenden, sehr geringen Geschwindigkeit dort abgelagert werden. Bei mittlerem Hochwasser besteht also Verschlammungsgefahr für die beiden Hochwasserrohre. Um diese zu beseitigen oder wenigstens auf ein Mindestmaß herabzudrücken, ist der Hauptschlammfang vor dem Düker unterhalb der Grabensohle 2 m tief ausgeschachtet (Abb. 2d) und mit eisernen Spundbohlen eingefaßt worden. Die Kosten hierfür sind nicht höher als bei gleichwertiger, geböschter Ausführung mit Steinpflaster. Dagegen ist die Gefahr der Schlammaufwirbelung in dem Totraum des senkrecht eingefaßten Kastens geringer als bei geböschter Ausführung. Im Nebenschlammfang ist eine Spundwandumschließung nicht vorhanden.

Beim Reinigen anderer Düker hat sich gezeigt, daß die Sinkstoffe im Düker außer feinem Schlamm in größerem Umfange Blätter, Äste und andere größere Gegenstände enthalten. Um nun derartige, schwimmende Sinkstoffe vom Düker möglichst fernzuhalten, ist über dem Hauptschlammfang ein einfacher, hölzerner Schwimmrechen (Abb. 2d u. 7) zum Abfangen der Schwimmstoffe eingebaut worden. Er behindert an dieser Stelle, auch wenn er sich mit Blättern und anderen Schwimmstoffen verstopft, nicht den Wasserabfluß und läßt keinen gefährlichen Anstau zu. Untersinkende Stoffe gleiten an ihm ab in das Schlammbecken. Ein Herabführen des Rechens bis zur Schlammfangsohle ist nicht für erforderlich gehalten worden, da der kastenartige Schlammfang mit Steilwänden die Sinkstoffe bei allen Wasserständen mit genügender Sicherheit zurückhält. Diese Vereinfachung des Rechens ist ein weiterer Vorteil, der zugunsten des Schlammfanges mit Spundwandeinfassung spricht. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Großversuch zur Erhöhung der Tragfähigkeit von schwebenden Pfahlgründungen durch elektrochemische Behandlung.

Von Dr. Leo Casagrande, Berlin.

Auf Grund der ausgezeichneten Ergebnisse der bisherigen Modellversuche, die von Dr. Erlenbach[1]) und Dipl.-Ing. Kretzer in Königsberg im Laufe des Jahres 1936 ausgeführt wurden, entschloß sich der Verfasser zu einem Großversuch in natürlichem Maßstabe. Einige Holzpfähle, mit Al-Blech bzw. Cu-Blech beschlagen, sollten in vollkommen homogenen Untergrund gerammt und behandelt werden. Infolge der Schwierigkeit, die erforderliche Cu-Menge für die Elektroden zu beschaffen, und bestärkt durch den Umstand, daß dieses Verfahren infolge der genannten Schwierigkeit für Deutschland nicht in Frage käme, wurden vorerst einige Modellversuche ausgeführt, bei denen anstatt der Cu-Elektroden ebenfalls Al benutzt wurde. Verblüffend war bei diesen Versuchen, abgesehen von einem unmerklichen Mehrverbrauch an Energie, vor allem auch die Tatsache, daß beide Elektroden gleichmäßig verbraucht wurden und beiderseits Verfestigungszonen um die Elektroden geschaffen wurden. Nach diesen Ergebnissen war zu erwarten, daß sich eine ähnliche günstige Wirkung auch im Großversuch zeigen würde.

Örtlichkeit des Versuches (Untergrund).

Die vom Bau der Reichsautobahnen bekannten mächtigen Schichten von tonigem Schluff („Chiemsee-Ton") in der Umgebung des Chiemsees (O.-B.) schienen wegen ihres hohen Wassergehaltes und infolge ihrer Eigenschaft unter verhältnismäßig kleinen Lasten auszuweichen, für den Versuch geeignet zu sein. Denn es kam beim ersten Großversuch nicht nur auf völlige Gleichmäßigkeit — in einer Tiefe von 60 m unter Gelände wurde noch immer der gleiche Boden gefunden —, sondern auch darauf an, zugleich durch den hohen Wassergehalt des Untergrundes möglichst ungünstige Versuchsbedingungen zu schaffen. Neben der Autobahnbrücke bei Bernau am Chiemsee, die sich noch jetzt nach einem Jahr nach Fertigstellung ständig, jedoch gleichmäßig setzt, steht in einer flachen Geländemulde das Grundwasser etwa 20 bis 30 cm über dem Erdboden. Damit sollte sich gleichzeitig erweisen, ob das Verfahren auch für Hafen- und Seebauten geeignet ist. Wie sich nach Versuchsbeendigung ergab, war das Al-Blech bis zur Pfahlspitze vom Strom gleichmäßig angegriffen. Das auf dem Gelände stehende Wasser hatte somit auf den Verfestigungsvorgang keinerlei störenden Einfluß. Die gleiche Beobachtung machten schon Kretzer und Erlenbach an Modellversuchen, die keinerlei unterschiedliche Verfestigungen zeigten, ob nun Wasser über dem Boden stand oder nicht.

Die obersten 2 m des Untergrundes enthielten etwas moorige Bestandteile und hatten dadurch, im Gegensatze zu den tieferliegenden graublauen Schichten, eine etwas dunklere Färbung (graubraun).

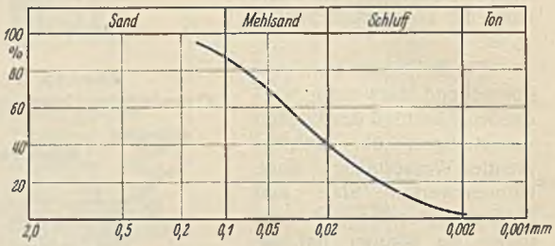


Abb. 1. Mittlere Kornverteilungskurve.

Der natürliche Wassergehalt des Bodens schwankt zwischen 40 und 70% des Trockengewichts, die Atterbergsche Fließgrenze zwischen 65 und 73% und die Plastizitätsgrenze zwischen 42 und 45%. Die mittlere Kornverteilung des Bodens geht aus Abb. 1 hervor.

Bearbeitung und Anordnung der Pfähle.

Sechs Stück 7 m lange, 28 bis 30 cm Durchm., wurden von der Spitze bis zu einer Höhe von 6 m mit 1 mm dickem Al-Blech beschlagen (Abb. 2).

Al-Tafeln von etwa 2 m Länge wurden in 30 bis 40 cm Abständen (an den Rändern enger) mit gewöhnlichen Kistennägeln derart an die Pfähle befestigt, daß die Stöße der Bleche sich etwa 5 cm überlappten und die tieferliegenden Blechtafeln den anschließenden Blechrand von außen deckten. Die Pfahlspitze wurde außerdem mit normalen Eisenschuhen versehen. Vor der Ummantelung wurden auf jeden Pfahl drei bis Pfahlmitte reichende, etwa $1^1/_2$ mm dicke blanke Cu-Drähte, mit Hilfe von Stiftnägeln befestigt und die an den oberen aus der Al-Ummantelung hervorstehenden Enden gut isoliert (Abb. 3). Drei Zuleitungsdrähte je Pfahl erschienen zweckmäßig, um bei etwaiger Zerstörung noch Reserveleitungen verfügbar zu haben. Eigenartigerweise wurde jedoch nicht der

[1]) Vgl. Bautechn. 1936, Heft 19.

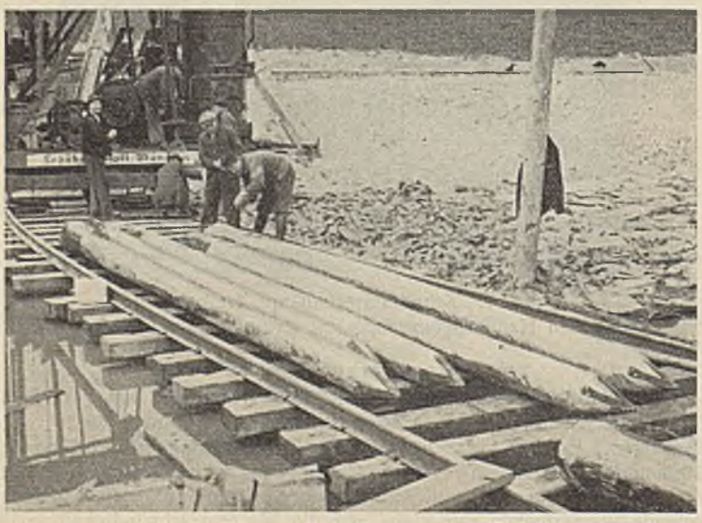


Abb. 2. Mit Al-Blech beschlagene Pfähle.

Abb. 3. Isolation der oberen Pfahlenden.

jeweils angeschlossene Draht, sondern die beiden Reservedrähte nach wenigen Tagen zerstört.

In der Absicht, mit einer gewählten gleichbleibenden Spannung auf die wirtschaftlichsten gegenseitigen Abstände der Elektroden zu schließen, werden die Pfähle entsprechend Abb. 4 angeordnet.

Rammergebnisse.

Zur Verfügung stand eine Dampframme mit 1600 kg Bärgewicht. Durch das bloße Aufsetzen des Bären auf den Pfahlkopf wurden die Pfähle etwa 2 m tief eingedrückt. Die Hubhöhen, die sich für alle sechs Pfähle ausschließlich zwischen 20 und 30 cm bewegten, erzielten gleichmäßige Eindringungstiefen von je etwa 30 cm, so daß die nach dem Aufsetzen des Rammbären noch verbliebenen 4 m Al-Höhe nach 13 bis 14 Schlägen vollständig verschwunden waren. Der restliche, 1 m lange, nicht ummantelte Pfahlkopf verblieb über Geländeoberkante (Abb. 5). Die große Gleichmäßigkeit, mit der alle sechs Pfähle unter der Ramme nachgaben, bestätigte die schon vorher durch Bohrungen festgestellte Gleichförmigkeit des Bodens bis in größte Tiefen.

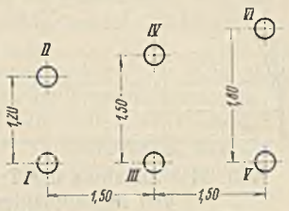


Abb. 4. Anordnung der Pfähle.
$\varnothing$ = 28 bis 30 cm, l = 7 m.

Probebelastung vor Stromdurchgang.

Die Tragfähigkeit vor Stromdurchgang wurde ermittelt mit Hilfe eines Trägerrostes im Gesamtgewicht von 8 t (fünf Träger zu je 1,6 t), der nach Abb. 6 u. 7 aufgebracht war. Pfahl III befand sich in der Mitte des Querbalkens, Pfahl I stand demnach 1,5 m aus dem Mittel. Der Druck wurde mit Hilfe einer Ölpresse gleichmäßig innerhalb weniger Sekunden gesteigert bis zum endgültigen Nachgeben des Pfahles. Die Ablesungen am Manometer konnten für kleine Belastungswerte nur roh geschätzt werden und betrugen sowohl für Pfahl I wie auch für Pfahl III höchstens etwa 9 t. Entsprechend der vorhandenen, genau nachgeprüften Belastung konnte die Tragfähigkeit jedoch bei Pfahl I, seiner außermittigen Lage entsprechend, nur etwa 6 t, Pfahl III hingegen 8 t betragen haben. Die übrigen Pfähle wurden vor Stromdurchgang nicht belastet, da der vollkommen gleichmäßige Untergrund und die gleichen Rammergebnisse sowie die gleichen Manometerablesungen für I und III auf eine gleichmäßige Tragfähigkeit aller Pfähle schließen ließen. Die Nachrechnung von I und III geschah erst nach Stromdurchgang, d. h. zu einem Zeitpunkte, in dem eine weitere Probebelastung der übrigen Pfähle schon zweifellos durch die Stromwirkung beeinflußt gewesen wäre. Für die weiteren Untersuchungen sei daher angenommen, daß die Tragfähigkeit der übrigen Pfähle ebenfalls zwischen 6 und 8 t betragen habe.

Elektrochemische Behandlung.

Für die Strombelieferung stand ein Stromaggregat mit einer Dauerleistung von etwa 200 bis 250 V und etwa 50 bis 60 Amp. zur Verfügung. Um eine Überbeanspruchung zu vermeiden, wurden nicht alle sechs Pfähle, wie ursprünglich geplant, gleichzeitig mit Strom beliefert, sondern vorerst die Pfähle I (Anode) und II (Kathode). Während die Spannung meistenteils etwa 220 V betrug, schwankte die Stromstärke zwischen 40 bis 60 Amp. Infolge Maschinenschadens mußte die Stromzufuhr im Laufe des Versuchs öfter unterbrochen werden.

Ähnlich wie bei allen Modellversuchen war auch hier bald nach Stromanschluß eine heftige Gasentwicklung an beiden Elektroden festzustellen. Nach wenigen Stunden begannen auch an den übrigen, nicht angeschlossenen Pfählen von Zeit zu Zeit Gasblasen durch das über dem Boden stehende Wasser hochzukommen.

Nach etwa 1000 kWh wurde die Stromzufuhr unterbrochen und die Pfähle I und II einer Probebelastung unterzogen. Anschließend wurden I und II mit etwa gleichen V- und Amp.-Zahlen weiter behandelt, bis zum Höchstverbrauch von etwa 2000 kWh.

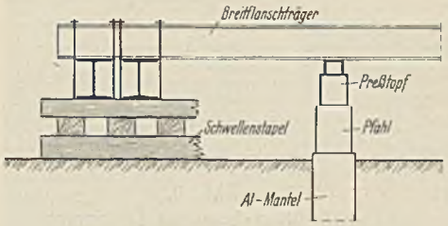


Abb. 6. Schematische Darstellung der Probebelastung.

Unter denselben Stromverhältnissen wurden nun die Pfähle III und IV behandelt, jedoch nur etwa bis zu 260 kWh.

Die infolge Überschreitung der veranschlagten Versuchszeit wachsenden Unkosten machten die schnellste Beendigung des Gesamtversuchs erforderlich. Nach 260 kWh von III und IV wurden daher noch die Pfähle V und VI mit angehängt, jedoch die Spannung auf etwa 110 V ermäßigt, um durch die erhöhte Amp.-Zahl von vier Pfählen die Leistung des Motors bzw. die Leitungen nicht zu überanspruchen. Die Pfähle III und IV erhielten mit 110 V und etwa 25 Amp. auf diese Weise noch zusätzlich 60 kWh, die Pfähle V und VI unter den gleichen Bedingungen insgesamt 60 kWh.

Wenn auch klar war, daß durch diese ungleiche Behandlung in Verbindung mit den verschieden großen Elektrodenabständen die ursprünglich bezweckte Vergleichsmöglichkeit verlorenging, so bestand trotzdem die Hoffnung, für die Zukunft verwertbare Ergebnisse zu erhalten. Wie sich schließlich herausstellte, war diese Ungleichheit im Versuch auch die Ursache des Erfolges.

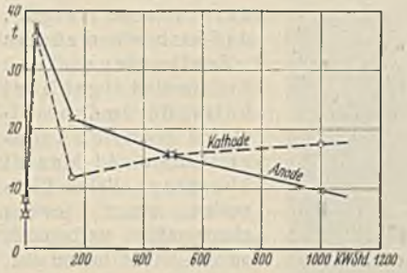


Abb. 8. Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Stromverbrauch als Ergebnis des Großversuchs.
Durchmesser = 28 bis 30 cm
Länge = 7 m, Rammtiefe = 6 m.

Tragfähigkeit nach Stromdurchgang.

Für die Probebelastung nach Stromdurchgang wurden durch zusätzliche Träger Gesamtlasten von etwa 50 t aufgebracht.

Nach 500 kWh Stromverbrauch je Pfahl I und III betrug die Tragfähigkeit von I und II je 16 t, nach 1000 kWh verminderte sich die Tragfähigkeit von Pfahl I auf 10 t, während jene von Pfahl II (Kathode) auf 17,5 t stieg.

Die Tragfähigkeit von Pfahl III stieg nach einem Gesamtverbrauch von etwa 160 kWh je Pfahl auf 22 t, von Pfahl IV (Kathode) nach dem gleichen Verbrauch auf 12 t.

Pfahl V trug nach einem Gesamtverbrauch von 30 kWh je Pfahl etwa 36 t und Pfahl VI (Kathode) nach einem gleichen Verbrauch 37,5 t. Die Steigerung der Belastung geschah innerhalb weniger Sekunden, ohne Zwischenpausen, bis zum endgültigen Nachgeben des Pfahles. — Vernachlässigt man den Spitzenwiderstand der Pfähle, so erhöht sich die Mantelreibung

Abb. 5. Das Rammen der Pfähle.

Abb. 7. Probebelastung vor Behandlung.

entsprechend den obigen Zahlenwerten somit von 1,1 bis 1,4 t je m² bis auf 6,8 t je m² Mantelfläche.

Als Diagramm aufgetragen und unter Vernachlässigung der unterschiedlichen Pfahlabstände ergibt sich für die Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Stromverbrauch das in Abb. 8 skizzierte Bild. Die Belastungs-Setzungs-Diagramme für die Pfähle III bis VI sind aus Abb. 9 ersichtlich.

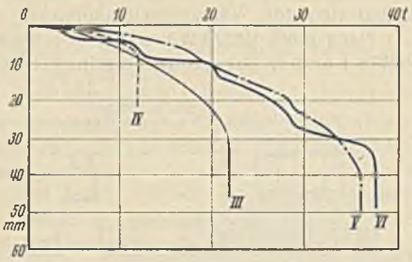


Abb. 9. Belastungs-Setzungs-Diagramm der Pfähle III bis VI.

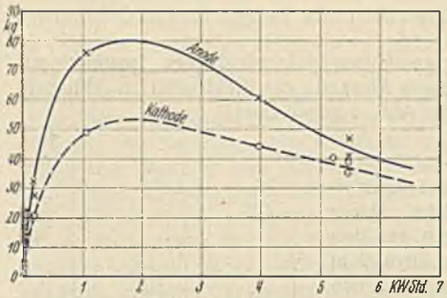


Abb. 11. Zunahme der Tragfähigkeit von Modellpfählen. $\varnothing = 25$ mm, $l = 600$ mm.

Die Übergangsschichten vom Al-Mantel des Pfahles I zum Boden waren stark blätterig (Abb. 10), so daß vielleicht seine verhältnismäßig geringe Tragfähigkeit mit dieser Erscheinung in Zusammenhang gebracht werden kann. Im übrigen war das Al-Blech, das noch vollständig fest an den Pfählen haftete, nach den Pfahlspitzen zu stärker verbraucht als in den höheren Lagen.

Allgemeine Beobachtungen.

Vor und nach Stromdurchgang wurden die Pfahlköpfe eingemessen, um eine etwaige Setzung des Untergrundes infolge des elektrochemischen Vorganges zu ermitteln. Die Messungen ergaben jedoch keinerlei Bewegung der Pfähle bzw. der örtlichen Geländeoberfläche.

Nach durchgeführter Probebelastung sollten alle Pfähle zwecks Untersuchung der Al-Hüllen gezogen werden. Mit Hilfe der vorhandenen Winde gelang dies jedoch nur bei den Pfählen I, II und IV, d. h. bei jenen mit geringster Tragfähigkeit.

Abb. 10. Blättrige Übergangsschicht vom Al-Mantel des Pfahles I zum Boden.

Die Untersuchung der Pfähle ergab, daß sich ein mehrere Zentimeter dicker Erdmantel gebildet hatte, der in den teilweise ziemlich angegriffenen Al-Mantel überging. Beide Elektroden waren jeweils gleichmäßig verbraucht, an der Anode hatten sich weißliche Ablagerungen, an der Kathode gelbliche Ablagerungen im Boden gebildet.

In einer Entfernung von etwa 30 cm vom Pfahlmantel zeigte der Boden keine wesentliche Veränderung seines Aussehens und seiner Konsistenz.

Schlußfolgerungen.

Entsprechend den Ergebnissen mit Plattenelektroden zur Verfestigung ganzer Bodenmassen, bei denen die Verfestigung mit zunehmendem Stromverbrauch fortschreitet, lag es nahe, den gleichen Gedankengang auf die Pfahlversuche zu übertragen. Bei wachsendem Stromverbrauch müßte die verfestigte Mantelzone stärker werden und damit auch die Tragfähigkeit der Pfahlelektroden ansteigen. Die ersten Modellversuche von Erlenbach bestätigten scheinbar diese Vermutung. Nach den verblüffenden Ergebnissen des Großversuchs, wonach ein geringerer Stromverbrauch eine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit ergab, diese jedoch bei höherem Stromverbrauch wieder abnimmt, wurden neuerdings wieder einige Modellversuche mit Holzpfählen von 25 mm Durchm. und 600 mm Länge in den verschiedensten Böden (u. a. auch „Chiemsee-Ton") in Gemeinschaftsarbeit mit Kretzer und Erlenbach ausgeführt, die im wesentlichen die Ergebnisse des Großversuchs bestätigen. Trägt man in die Kurve der Abb. 11 die Ergebnisse der ersten Untersuchungen von Erlenbach ein, so sieht man, daß auch diese gut hineinpassen und einfach im ansteigenden Ast der positiven Kurve liegen, daher mit den neuen Ergebnissen nicht im Widerspruch stehen.

Die Ähnlichkeit zwischen den Ergebnissen des Großversuchs und der Modellversuche sind für den Gang von weiteren Untersuchungen von wesentlicher Bedeutung.

Während somit die Verfestigung ganzer Bodenmassen mit dem Stromverbrauch zunimmt, kommt es scheinbar bei Pfahlelektroden nicht darauf an, stark verfestigte Schichten zu schaffen, sondern lediglich eine ganz dünne, harte und rauhe Kruste zwischen Pfahl und Boden. Für die Anwendung des elektrochemischen Verfahrens auf schwebende Pfahlgründungen ist dieses neue Ergebnis um so mehr von Bedeutung, als angenommen werden darf, daß die stattgefundene Erhöhung der Tragfähigkeit von 6 bis 8 t auf über 37 t wohl nur zufällig den Höchstbetrag darstellt und daher noch bessere Ergebnisse erzielt werden könnten. Außerdem kann durch den geringen Stromverbrauch an Al wesentlich gespart werden, da vermutlich schon ein Al-Mantel in der Dicke von einem Bruchteil eines Millimeters genügen würde.

Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Arnold Spilker, Berlin-Siemensstadt.

Von grundlegender Bedeutung für die Beantwortung der Frage nach der Sicherheit der üblichen Baugrubenaussteifungen ist die Kenntnis der tatsächlichen Belastungen, insbesondere der Größe und Verteilung des Erddrucks auf die Baugrubenwände. Daß der in den statischen Berechnungen gewöhnlich angenommene sogenannte „aktive" Erddruck nur einen möglichen Grenzfall der Belastung darstellt, ist seit langem bekannt, auch wurde bereits wiederholt, besonders von Terzaghi[1]) darauf hingewiesen, daß die wirkliche Verteilung des Erddrucks in manchen Fällen keineswegs durch ein Dreieck dargestellt werden kann, wie es die bekannte Näherungstheorie für die Grenzzustände des Erddrucks annimmt. Die wahre Größe und Verteilung des Erddrucks auf rein theoretischem Wege zu bestimmen, ist praktisch unmöglich, da sie, abgesehen von den physikalischen Eigenschaften des Baugrundes, von seiner Entstehungsgeschichte und der Art der Baugrubenherstellung sowie den dabei aufgetretenen elastischen und willkürlichen Verschiebungen der Aussteifungskonstruktion abhängig sind. Jede praktisch brauchbare Theorie muß daher von gewissen vereinfachenden Annahmen ausgehen, deren Berechtigung aber erst durch zahlreiche Versuche und Messungen an Bauwerken nachzuweisen ist.

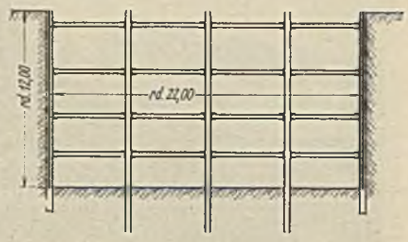


Abb. 1. Querschnitt.

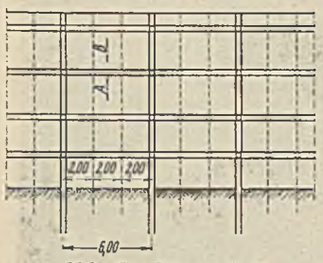


Abb. 2. Längsschnitt.

Als ein Beitrag zur Vertiefung unserer Kenntnis über den Erddruck auf Baugrubenwände ist die nachstehende Mitteilung über Messungen an der Aussteifungskonstruktion einer U-Bahn-Baugrube gedacht[2]). Die Messungen wurden im Sommer 1936 von der Firma Siemens-Bauunion an einer Baustelle der Berliner NS-S-Bahn vorgenommen.

Abb. 1 u. 2 zeigen Quer- und Längsschnitt durch die Baugrube. Die Aussteifung ist die bei Berliner U-Bahnbauten übliche: Die Seitenwände werden gehalten durch waagerecht liegende Holzbohlen zwischen Stahlrammträgern, deren waagerechter Abstand voneinander 2 m beträgt. Je

[1]) Terzaghi, Fünfzehn Jahre Baugrundforschung. Bauing. 1935, Heft 3/4.

[2]) Über die Art der Aussteifung ist inzwischen ein Aufsatz von Geheimrat Hertwig in der Zeitschrift Die Räder 1936, Heft 22 v. 16. Nov. u. 1. Dez. erschienen. Darin ist auch die nachstehend zahlenmäßig festgestellte Art der Erddruckverteilung erwähnt. Die Schriftleitung.

zwei einander gegenüberliegende Rammträger sind durch vier Rundhölzer in verschiedenen Höhen gegeneinander ausgesteift. Bei der großen Breite der Baugrube wurde die Knicklänge der Steifen dadurch auf etwa $^1/_4$ der Baugrubenbreite verringert, daß jede Steife an drei Punkten durch die sogenannten „Mittelwände" eine Zwischenstützung erfuhr. Das System der „Mittelwände" besteht aus Rammträgern in 6 m Abstand und dazwischen in Höhe der Steifenlagen liegenden waagerechten ⊐⊏-Eisen; es wird ausgesteift durch sogenannte „Andreaskreuze".

Bei den hier zu beschreibenden Messungen wurden nun nicht unmittelbar die Erddrücke, sondern die in den Aussteifungsrundhölzern auftretenden Kräfte bestimmt. Diese Kräfte ließen sich jeweils an den Steifen zwischen zwei Mittelrammträgern auf verhältnismäßig einfache Weise mit Hilfe des nachstehend beschriebenen, vom Verfasser angegebenen Verfahrens ermitteln.

Der Stoß einer solchen Rundholzsteife an einer der Mittelwände ist in Abb. 3 in größerem Maßstabe gezeigt. Der Abstand zweier ⊏-Eisen voneinander ist gleich der Höhe eines Mittelrammträgers (26 cm). Dieser Zwischenraum ist zur Übertragung der Steifenkräfte durch ein kurzes Rundholzstück *a* von gleichem Durchmesser wie die Steifen ausgefuttert. Die Messung der Steifenkräfte wurde nun in der Weise vorgenommen, daß dieses Futterstück *a* durch seitlich zwischen den an den Meßstellen verstärkten ⊏-Eisen angeordnete Wasserdruckpressen vollkommen entlastet wurde unter gleichzeitiger Beobachtung der gegenseitigen Verschiebung der beiden Steifenenden. Dabei mußte natürlich das Futter gegen Herausfallen gesichert werden. Den theoretischen Verlauf der Kraftdehnungslinie zeigt Abb. 4, unter der Voraussetzung, daß Steife und Futter sich nur in einem Punkte berühren. Da die Länge *a* des Futterstücks sehr klein ist im Vergleich zur Gesamtsteifenlänge $l + a$, wird zunächst der größte Teil der Pressenkraft das Futterstück entlasten, während nur ein kleiner Teil dieser Kraft die Steifen selbst zusätzlich auf Druck beansprucht und damit ihre Enden auseinanderdrückt. Die gegenseitigen Verschiebungen der Steifenenden werden also hierbei sehr klein bleiben, d. h. der 1. Zweig

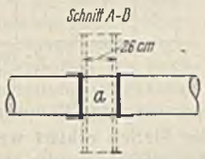


Abb. 3.

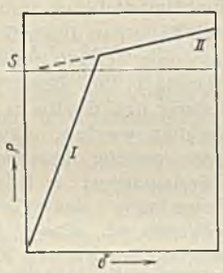


Abb. 4. Theoretisches Kraftdehnungsdiagramm.

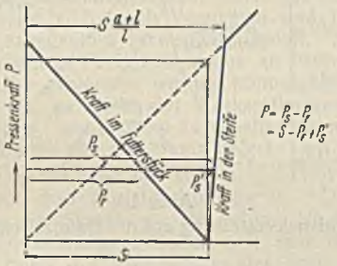


Abb. 5. Theoretische Verteilung der Pressenkraft auf Steife und Futter.

der Kraftdehnungskurve steigt steil an. Sobald jedoch das Futter entlastet ist, muß die gesamte Pressenkraft in die Steifen wandern, deren Dehnungen werden also wesentlich größer, und der 2. Zweig des Diagramms muß infolgedessen erheblich flacher verlaufen. Der Schnittpunkt des Astes II mit der Ordinatenachse gibt die Größe der zu messenden Steifenkraft an, wie leicht einzusehen ist. Das Kräftespiel ist zeichnerisch in Abb. 5 veranschaulicht. In dieser Abbildung bedeuten:

P die Pressenkraft,
S die zu messende Steifenkraft,
P_F die Kraft im Futter während der Messung,
P_S' die Zusatzkraft in der Steife während der Messung,
P_S die Gesamtkraft in der Steife während der Messung.

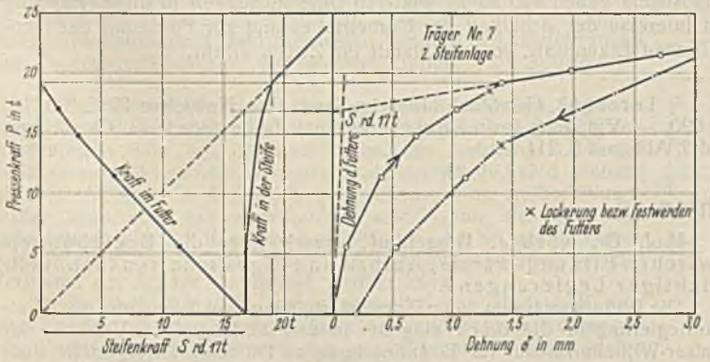


Abb. 6. Ergebnis einer Messung.
Rechts: Aufgenommenes Kraftdehnungsdiagramm.
Links: Wirkliche Kraftverteilung auf Steife und Futter.

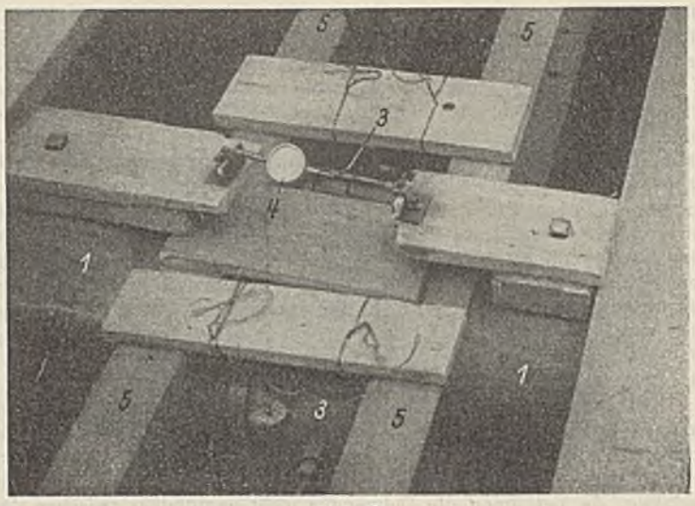


Abb. 7.
1 Steifen, *2* Futter, *3* Pressen, *4* Meßuhr, *5* ⊏-Eisen.

Die Pressenkraft ist im Augenblick der Entlastung des Futters, wenn man von der Nachgiebigkeit der Baugrubenwände, also insbesondere der Zusammendrückung des Bodens absieht:

$$P = S \cdot \frac{a + l}{l}.$$

Bei der praktischen Ausführung der Messung tritt der scharfe Knick zwischen den beiden Ästen des Kraftdehnungsdiagramms nicht auf, die beiden Äste gehen vielmehr fast stetig ineinander über. Da die Berührungsflächen zwischen Futterstück bzw. Steife und ⊏-Eisen ja niemals vollkommen ebene Flächen sind, können auch die Flächen nicht in ihrer ganzen Ausdehnung im gleichen Augenblick spannungslos werden. Die Entlastung wird vielmehr allmählich vor sich gehen. Außerdem wird durch die unvermeidlichen Verbiegungen der ⊏-Eisen der Abstand zwischen Futter und Streifenende vergrößert und damit das Kräftebild beeinflußt (Abb. 6). Die Meßanordnung ist aus den beiden Lichtbildern Abb. 7 u. 8 zu ersehen. Um den Einfluß einer etwaigen Verbiegung der Steife nach Möglichkeit auszuschalten, sind die Dehnungen an zwei aneinander gegenüberliegenden Punkten der Steifen, oben und unten, gemessen worden. Es wurden geeichte Dehnungsmesser der Firma L. Loewe, Berlin, verwendet, die Dehnungen von 0,01 mm an abzulesen gestatteten. Der Einbau der Versuchsapparatur bereitete keinerlei Schwierigkeiten. Bei der Messung wurde die Pressenkraft langsam stufenweise gesteigert und bei jeder Stufe die Dehnung abgelesen. Außerdem wurde durch Bewegen des Futters festgestellt, bei welchem Pressendruck das Futter locker bzw. beim Nachlassen des Drucks wieder fest wurde. Man hatte auf diese Weise eine Kontrolle für den Punkt, in dem die Übergangskurve zwischen den beiden Kurvenästen in den Ast II einmündete. Die Meßergebnisse wurden zeichnerisch aufgetragen, wie in Abb. 6, rechte Seite, für die Steife der 2. Lage bei Träger Nr. 7 gezeigt wird. Im allgemeinen ist an den aufgetragenen Meßergebnissen deutlich der Einmündungspunkt der Übergangskurve in den Ast II zu erkennen. Dieser Ast II verlief bei nicht zu hohen Drücken annähernd geradlinig. Er ließ sich daher leicht

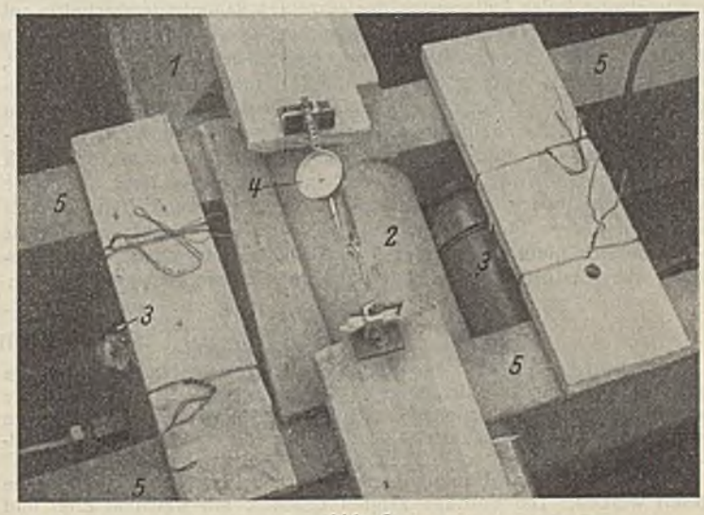


Abb. 8.
1 Steifen, *2* Futter, *3* Pressen, *4* Meßuhr, *5* ⊏-Eisen.

POLITECHNIKA WROCŁAWSKA
Katedra Wytrzymałości Materiałów
i Statyki Budowli

tangential bis zur Ordinatenachse verlängern, die er bei dem wirklichen Steifendruck schneidet. Seine Neigung entspricht annähernd der rechnerischen Dehnung der Steife bei einem Elastizitätsmodul des Holzes $E = 100000$ kg/cm² unter der Annahme unverschieblicher Baugrubenwände. Bei Drücken, die erheblich über die Steifenkraft hinausgingen, nahm die Dehnung schneller zu. Der weitere Verlauf der Kurve wurde daher flacher. Bei einigen Steifen trat schließlich (offenbar infolge Nachgebens der Baugrubenwände) eine Art Fließen ein, d. h. die Dehnungen nahmen zu, ohne daß der Druck weiter gesteigert wurde. Der größte angewendete Pressendruck betrug etwa 25 t. Beim Nachlassen des Drucks ging, auch wenn kein Fließen eingetreten war, die Dehnung stets langsamer zurück als der Druck. Auch das Wiederfestwerden des Futters, das in vielen Fällen einwandfrei festgestellt werden konnte, trat stets bei niederem Druck ein als die Lockerung, jedoch bei der gleichen Dehnung. Eine Wiederholung der Messungen nach einiger Zeit lieferte annähernd die gleichen Ergebnisse wie die 1. Messung.

Die Ergebnisse der Messungen sind in nebenstehender Tabelle zusammengestellt. Die Lage der gemessenen Steifen geht aus dem Längenschnitt (Abb. 9) hervor, der auch die notwendigen Angaben über die Bodenarten enthält. Die zuerst gewonnenen Meßergebnisse sind weniger zuverlässig, da bei ihnen die Dehnungen nicht unmittelbar zwischen den Steifenenden, sondern zwischen den ⊏-Eisen gemessen wurden. Die gemessenen Werte stellen daher nicht die Vergrößerung des Abstandes zwischen den Steifenenden allein dar, sondern enthielten auch die Verformungen der ⊏-Eisen unter dem Pressendruck. Da die bei diesen Versuchen erhaltenen Steifenkräfte jedoch im allgemeinen nur wenig von den später an anderen Steifen festgestellten genaueren Kräften abweichen,

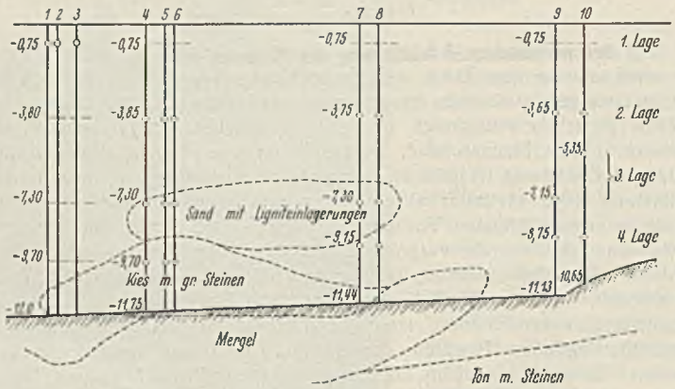


Abb. 9. Längsschnitt durch die Baugrube mit Angabe der Bodenschichten und der Meßstellen.
○ gemessene Steifen, Höhen 5fach übertrieben.

sind sie ebenfalls in die Tabelle aufgenommen worden. Sie sind in der Zusammenstellung durch ein ° gekennzeichnet. Bei einigen Messungen war es außerdem nicht möglich, zwei Meßuhren an gegenüberliegenden Punkten anzubringen. Die bei diesen gewonnenen, in der Tabelle durch ein + kenntlich gemachten Meßergebnisse enthalten daher noch eine weitere Unsicherheit. Sie wurden jedoch der Vollständigkeit halber ebenfalls mitgeteilt, da außer ihnen nur eine Messung mit zwei Uhren in der obersten Steifenlage vorgenommen werden konnte.

Außer den gemessenen Werten sind in Sp. b der Tabelle auch die rechnerisch ermittelten Steifendrücke eingetragen, die man unter der üblichen Voraussetzung freier Auflagerung der einzelnen Rammträgerabschnitte auf den Steifen bei dreieckförmiger Verteilung des Erddrucks erhält. Die eingetragenen Werte gelten für ein Raumgewicht des Bodens $\gamma = 1{,}7$ t/m³, einen Winkel der inneren Reibung $\varrho = 37°$ und einen Wandreibungswinkel $\delta = 26°$. Die Summe der Steifenkräfte ist bei diesen Annahmen über die Größe der Reibungsbeiwerte, die namentlich für den Wandreibungswinkel sehr günstig sind, für einen Rammträger annähernd gleich dem errechneten Werte. Die Verteilung der Kräfte über die Höhe des Trägers ist jedoch eine ganz andere: Die gemessenen Kräfte sind für die beiden oberen Steifen durchweg höher als die errechneten, für die beiden unteren niedriger als diese. Daß dieser Unterschied in der Verteilung der Steifenkräfte nicht durch die Vernachlässigung der Ein-

Steifenkräfte in t

Träger	1 a	1 b	2 a	2 b	3 a	3 b	4 a	4 b	5 a	5 b	6 a	6 b	7 a	7 b	8 a	8 b	9 a	9 b	10 a	10 b
1. Lage	○+7,5 ○+7,5	2,1	○+6,5 ○+6,5	2,1	○+7,5 ○8,5 ○8,5	2,1						2,1		2,0				1,9		1,9
2. Lage							○10,0 ○10,0	8,9	14,5	8,9	○14,0	8,9	17,0 17,0 ○17,0	8,8	14,5 ○18,5 ○18,5	8,8	12,0	8,4	12,5 12,0	5,1
3. Lage							○-15,0 ○15,0	13,8	○13,5 ○14,0 ○14,0 ○12,5 13,5	13,8	○9,5	13,8	14,0 14,0	12,4		12,4	10,0	11,3	11,8 10,0	10,3
4. Lage							○7,0	14,6	○8,0	14,6	○8,0	14,6	○7,0 ○7,0	13,1		13,1	10,0	12,2	5,0 5,5	14,9

a = gemessen ○ zwischen den ⊏-Eisen gemessen
b = gerechnet + nur eine Meßuhr

spannung des Rammträgers im Boden und der elastischen Nachgiebigkeit der Steifen erklärt werden kann, zeigte eine einfache Vergleichsrechnung. Bei dieser wurde angenommen, daß der Rammträger starr und unverschiebbar im Baugrunde eingespannt und durch die Rundholzsteifen elastisch gestützt sei. Es zeigte sich dabei, daß die Steifenkräfte nicht wesentlich von den nach dem oben angegebenen Näherungsverfahren ermittelten Werten abwichen.

Es bleibt daher nur der Schluß übrig, daß auch die Erddruckkräfte selbst über die Baugrubenwand so verteilt sind, daß sie im oberen Teil größer, im unteren Teil kleiner sind als bei geradliniger Zunahme des Erddrucks mit der Tiefe (siehe Abb. 10), ein Ergebnis, das mit den eingangs erwähnten, von Terzaghi mitgeteilten Beobachtungen in Einklang steht.

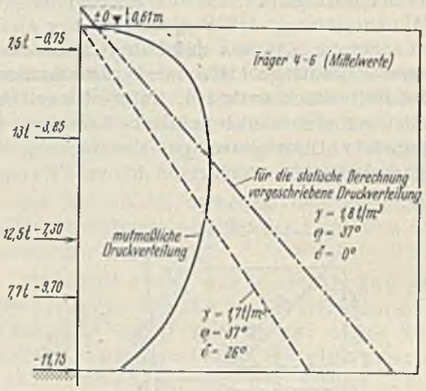


Abb. 10. Erddruckverteilung auf die Baugrubenwand.

Es soll an dieser Stelle von dem Versuch einer Erklärung[3]) für diese Verteilung des Erddrucks abgesehen werden, obwohl auch manche theoretische Überlegungen, z. B. die Betrachtung des Gleichgewichts an einem Erdteilchen am unteren Ende der Bohlwand, zu dem Ergebnis führen, daß die dreieckförmige Verteilung des Erddrucks nicht zutreffen kann.

Die hier mitgeteilten Ergebnisse reichen natürlich noch nicht aus, um daraus allgemeine Schlüsse zu ziehen. Die Kenntnis der wirklich auftretenden Kräfte und ihrer Verteilung ist jedoch für eine bei größter Sicherheit möglichst wirtschaftliche Aussteifung unerläßlich. Sie bietet auch unter Umständen wichtige baulche Vorteile, da beispielsweise die obere Aussteifung leicht kräftiger ausgebildet werden kann, während im unteren Teil eine Vergrößerung des lotrechten Steifenabstandes vom Standpunkte des Baubetriebes aus erwünscht wäre. Es erscheint daher wünschenswert, die hier mitgeteilten Ergebnisse durch Messungen an anderen Bauten nachzuprüfen und zu vervollständigen. Dabei könnte auch die Wirkung von Umsteifungen und eines Ausbaues von Steifen sowie der Einfluß der Zeit und des „Hausdruckes" in den Kreis der Untersuchungen einbezogen werden. Wenn die vorstehenden Ausführungen den Anstoß geben sollten zu weiteren Untersuchungen in dieser Richtung im Interesse der Sicherheit des Baubetriebes und zur Förderung der theoretischen Erkenntnis, so wäre damit ihr Zweck erfüllt.

[3]) Terzaghi, Gewölbebildung im Sand. Eng. News Rec. 1936, Bd. 116, S. 690. — Vgl. auch Proceed. of the Internat. Conference 1936, Cambridge, Bd. I, Abb. auf S. 211.

Vermischtes.

Eisenhüttentag 1936. Der alljährliche Eisenhüttentag fand in diesem Jahre am 27. und 28. November in Düsseldorf statt. Er verlief wie immer unter großer Beteiligung der Eisenhüttenleute und von Männern der Wissenschaft und Praxis aus den Kreisen, die die Eisen- und Stahlerzeugnisse zu technischen Werken weiter zu verarbeiten haben.

Hier soll nur aus den rein wissenschaftlichen Vorträgen das Wichtigste erörtert werden. Die Vorträge zeigten deutlich, mit welchem Eifer und mit welcher Gründlichkeit auf dem gesamten Gebiete des Eisenhüttenwesens am Fortschritt gearbeitet wird.

Prof. Dr. Korber, Düsseldorf, sprach über die Beziehungen zwischen Bildungswärme, Aufbau und Eigenschaften technisch wichtiger Legierungen[1]).

Die Bildungswärmen beim Zusammengießen von Zweistoff- und Dreistofflegierungen, die durch eingehende und umfangreiche Versuche im Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung zu Düsseldorf festgestellt sind, wurden in Schaubildern und Zahlen vorgeführt. Die Temperaturerhöhungen

[1]) Vgl. St. u. E. 1936, Heft 48, S. 1401 u. f.

erreichen sehr hohe Werte, z. B. bei der Zweistofflegierung Nickel-Aluminium 2000°. Die Versuchsergebnisse sind wichtig für die Vorgänge beim Legieren und für die Chemie der metallurgischen Reaktionen.

Ein von Direktor Dr. Eulenstein und Direktor Krus bearbeiteter Vortrag handelte von einem neuen Wege zur Eisengewinnung.

Nach langen, mühevollen und kostspieligen Versuchen ist es den beiden genannten Fachmännern gelungen, in der Stürzelberger Hütte a. Rh. aus zink- und schwefelhaltigen Abbränden des Schwefelkieses ein hochwertiges Roheisen zu erzeugen, das an Reinheit noch das berühmte schwedische Holzkohleneisen übertrifft. Es wird in einem waagerecht liegenden Trommelofen, der zur Ausmauerung, Beschickung und Entleerung geneigt und sogar senkrecht gestellt werden kann, hergestellt. Der Ofen ist mit Dolomit ausgefüttert und wird mit Kohlenstaub oder Ferngas beheizt. Der Schmelzvorgang geht unter Zusatz von Reduktionsmitteln (Koksgrus, eine Anthrazitkohle) und von Kalkstein vor sich. Aus den Abgasen wird Zink gewonnen, aus der Schlacke wird ein guter Zement hergestellt, der 44 kg/cm² Zug- und 500 kg/cm² Druckfestigkeit besitzt.

Es ist den Erfindern, die sich durch keine Rückschläge entmutigen ließen, durch zähe Arbeit gelungen, aus deutschen Rohstoffen ein hochwertiges Roheisen zu erzeugen, das für die Weiterverarbeitung im Elektroofen zu Edelstählen und Edelguß dringend gebraucht wird und uns in dieser Hinsicht vom Auslande unabhängig macht.

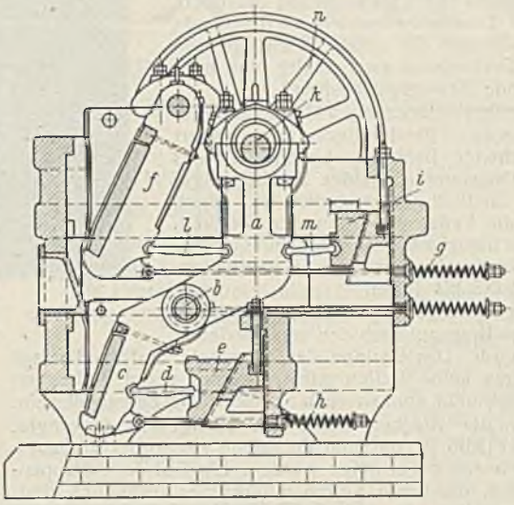
Das Stürzelberger Sonderroheisen ist ebenso wie das schwedische Holzkohleneisen kein Massenerzeugnis, sondern ein Qualitätserzeugnis, das sich nicht in großen Mengen herstellen läßt. Die Normalsorte des Stürzelberger Sonderroheisens enthält 4,4 bis 4,8% C, 0,015% Si, 0,2 bis 0,4% Mn, 0,01 bis 0,03% P, unter 0,01% S. Der Vortrag erscheint demnächst in St. u. E.

Der Vortrag von Prof. Dr. Siebel, Stuttgart, über „Bedeutung der Ergebnisse der Werkstoffprüfung für den Konstrukteur" und der sich an den Vortrag anschließende Diskussionsbeitrag von Dr. Daeves gipfelten in der Warnung an den Konstrukteur, bei der Bemessung von dynamisch beanspruchten Konstruktionen sich nicht allein auf die Kurzprüfung (wie Bestimmung der statischen Bruchfestigkeit, der Streckgrenze und Bruchdehnung, Biegeprobe, Kerbschlagprobe usw.) zu verlassen, sondern vor allem die Ergebnisse der Dauerproben zur Ermittlung der Schwellfestigkeit und der Wechselfestigkeit zu Rate zu ziehen und diese Proben nicht in besonders hergerichtetem Zustande, sondern in dem Zustande, wie er in Wirklichkeit vorkommt, zu prüfen. Baustoffe, die keine besonders guten statischen Festigkeitseigenschaften haben, haben oft eine hervorragende Dauerfestigkeit. So kann z. B. nach Versuchen und Erfahrungen Gußeisen mit Vorteil für Kurbelwellen verwendet werden. Da ganz einwandfreie Werte der verschiedenen Festigkeiten nur an Proben in der Größe der wirklichen Werkstücke gewonnen werden können, dies aber nur in Ausnahmefällen möglich ist, so bleibt der Werkstoffprüfung noch sehr viel an Forschungsarbeit übrig, um Proben zu schaffen, deren Prüfung einwandfrei brauchbare Ergebnisse für die Praxis liefert.

Prof. Dr. Houdremont, Essen, sprach über das Thema: „Zur Beurteilung des Stahls auf Grund des Gefügekornes"[2]). Daß die Korngröße für die Eigenschaften des Stahls von Bedeutung ist, ist an sich eine altbekannte Tatsache, die in früheren Zeiten z. B. eine Beurteilung des Stahls fast allein auf Grund des Korngefüges des Bruches zur Folge hatte. Die Frage wird neuerdings wieder so stark erörtert, weil man eine unterschiedliche Neigung des Stahls zur Kornvergröberung im Austenitgebiet festgestellt hat, die sich vor allem bei der Wärmebehandlung äußert. So neigt der von Natur aus grobkörnige Stahl zu größerer Überhitzungsempfindlichkeit, härtet aber stärker beim Abschrecken durch; damit ist verbunden, daß der grobkörnige Stahl bei der Abschreckhärtung auch stärkeren Verzug aufweist. Es ist bekannt, daß das Kornwachstum von der Zeit und von der Temperatur abhängt. Die Beurteilung der entsprechenden „Veranlagung" eines Stahls wird demnach nicht vollkommen sein, wenn man nur eine Prüfung bei einer bestimmten Temperatur und Zeit anstellt, wie es in Amerika nach dem fast allgemein übernommenen Vorschlag von H. W. McQuaid und E. W. Ehn ist. Die deutsche Übung, durch Abschrecken der Stahlprobe nach gleich langer Erhitzung von steigenden Temperaturen den Beginn der Kornvergröberung zu ermitteln, erscheint besser geeignet als die amerikanische Prüfung. Für die Erzeugung eines Stahls mit bestimmter Korngröße bzw. mit bestimmten Kornwachstumsbedingungen hat Aluminium die größte Bedeutung, was zuerst in Deutschland erkannt und planmäßig angewendet worden ist. Es kommt allerdings nicht nur darauf an, eine bestimmte Menge Aluminium dem Stahl zuzusetzen, sondern Schmelzführungen und Vordesoxydation sind von großem Einfluß. Schaper.

Selbstfahrende Zerkleinerungsmaschinen für den Straßenbau. Da bei einem Straßenbau, besonders bei Verlegungen von Straßenteilen oder bei Ausbesserungen, das Aufstellen ortsfester Zerkleinerungsmaschinen zu teuer ausfallen würde, sind vielfach fahrbare Anlagen in Gebrauch gekommen. Eine Aufbereitungsanlage kann aber nur wirtschaftlich sein, wenn sie leicht und ohne fremde Hilfskräfte ortsveränderlich ist. Am wirtschaftlichsten gestaltet sich der Betrieb, wenn der Antriebmotor auch für das Verfahren der Anlage verwendet werden kann.

Solche selbstfahrende Zerkleinerungsanlagen sind z. B. von Max Friedrich & Co. G. m. b. H. für die verschiedensten Körnungen von Gestein je nach der Art der auszuführenden Straßenbauten entwickelt worden. An den verschiedenen Geräten findet man die gleichen, grundsätzlichen Einrichtungen, deren Zusammenstellung von der zu verrichtenden Arbeit abhängt. — Zum Zerkleinern dienen Backenbrecher, Doppelsteinbrecher oder einfache Splittbrecher.

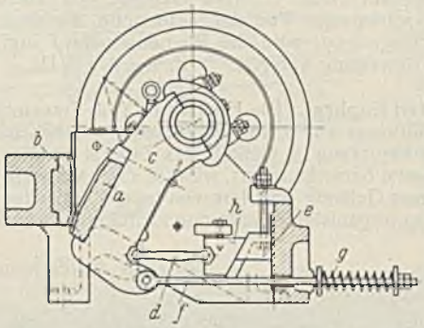


a Exzenter, *b* Schwingwelle, *c* untere Schwinge, *d*, *l*, *m* Druckarme, *e*, *i* Druckstücke, *f* obere Schwinge, *g*, *h* Druckfedern, *k* Exzenterwelle, *n* Leerlaufscheibe.

Abb. 1. Doppelsteinbrecher.

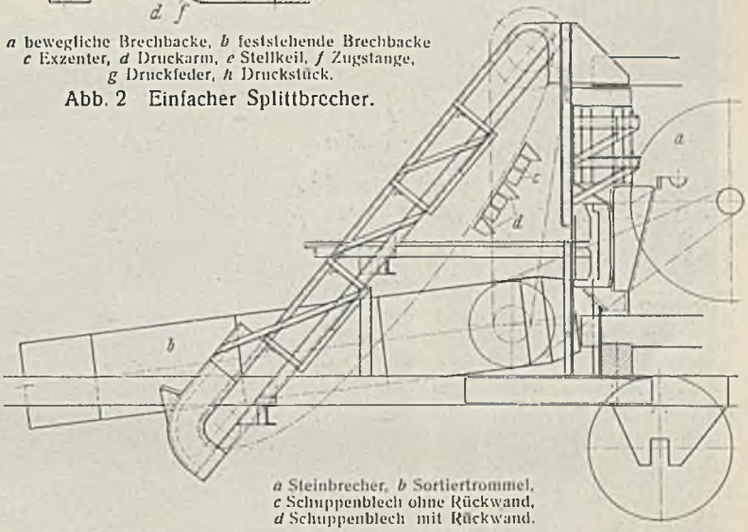
Die Backenbrecher, die mit doppelseitig schwingender und reißender Brechschwinge versehen sind, quetschen nicht nur das Gestein, sondern reißen es auch schlagartig durch. Infolge der besonderen Bewegung der Brechbacke wird im oberen Teile des Brechmaules das Gestein vorgebrochen und im unteren Teile fertig zerkleinert, wodurch eine Leistungssteigerung erzielt wird.

Mit dem Doppelsteinbrecher wird körniger Edelsplitt für Teer- und Bitumenstraßen und für Feinbeton gebrochen. Im Gehäuse ist oben ein gewöhnlicher Backenbrecher und unten ein Feinbrecher eingebaut (Abb. 1). Am Exzenter *a* hängt unten, um die Schwingwelle *b* pendelnd, die untere Schwinge *c*, die sich durch den Druckarm *d* gegen das Druckstück *e* legt. Die Bewegung der unteren Schwinge *c* geschieht zwangläufig durch das Exzenter *a*. Die Schwinge *f* des Vorbrechers wird durch die Feder *g* und die Schwinge *c*



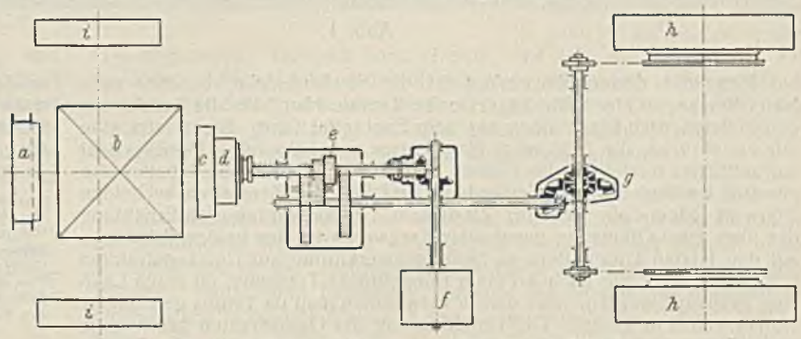
a bewegliche Brechbacke, *b* feststehende Brechbacke *c* Exzenter, *d* Druckarm, *e* Stellkeil, *f* Zugstange, *g* Druckfeder, *h* Druckstück.

Abb. 2 Einfacher Splittbrecher.



a Steinbrecher, *b* Sortiertrommel, *c* Schuppenblech ohne Rückwand, *d* Schuppenblech mit Rückwand.

Abb. 3. Kastenband zum Beschicken des Brechers an einer fahrbaren Zerkleinerungsanlage.



a Kühler, *b* Motor, *c* Schwungrad, *d* Kupplung, *e* Getriebe, *f* Riemenscheibe zum Antrieb des Steinbrechers, *g* Ausgleichgetriebe, *h* Hinterräder, *i* Vorderräder.

Abb. 4. Fahrwerk einer selbstfahrenden Zerkleinerungsanlage.

[2]) Näheres s. St. u. E. 1936, Heft 48, S. 1412 bis 1422.

des Feinbrechers durch die Feder *h* mit den Druckstücken *i* und *e* in Verbindung gehalten. Während des Laufes der Maschine wird durch die Exzenterwelle *k* das Exzenter *a* nach oben und unten bewegt und die obere Schwinge *f* infolge der Druckarme *l* und *m* in pendelnde Bewegung versetzt, während die untere Schwinge *c* in Verbindung mit dem Druckarm *d* zwangläufig eine nach unten ziehende, reißende Bewegung ausführt.

Beim einfachen Splittbrecher (Abb. 2) arbeitet die bewegliche Brechbacke *a*, die im Exzenter *c* gelagert ist, gegen die feststehende Backe *b*. Unten wird das Exzenter durch den Druckarm *d* in der Brechlage gehalten, die durch den Stellkeil *e* veränderlich ist. Durch die Zugstange *f* und die Feder *g* werden der Stellkeil, der Druckarm und das Druckstück *h* mit dem Exzenter als ein elastisch arbeitendes Ganzes zusammengehalten. Die Maulweite beträgt 0,3 bis 1,2 m.

Aus den Brechern gelangt das Gestein in Sortiertrommeln, durch die das Brechgut nach den verschiedenen Körnungen getrennt wird. Das Gerippe der Trommeln läuft außen auf Rollen, so daß im Inneren keine Wellen mit Armsternen u. dgl. vorhanden sind. An Stelle der Trommeln können auch Schüttelsiebe eingebaut sein.

Beschickt werden die Brecher durch am Fahrgestell befestigte, eiserne Kastenbänder (Abb. 3), die vom Vorgelege zur Sortiertrommel *b* oder vom Steinbrecher *a* aus angetrieben werden. Ein Teil der Schuppenbleche des Kastenbandes, die durch Ketten miteinander verbunden sind, ist mit Rückwänden versehen, die sich beim aufwärts gehenden Strang so legen, daß in Verbindung mit den Seitenblechen der Führung Kasten entstehen.

Die Fahrwerke der selbstfahrenden Zerkleinerungsmaschinen sind ähnlich wie an Kraftwagen gebaut (Abb. 4). Das Getriebe hat zwei Vorwärtsgänge und einen Rückwärtsgang. Von der Motorwelle, die über den Getriebekasten hinaus verlängert ist, wird die Riemenscheibe *f* zum Antriebe des Steinbrechers in Bewegung versetzt. F. Riedig VDI.

Eisenbetonbrücke über den Euphrat. Die Fachschrift T. d. Travaux, 1936 (12. Jahrg.), September, berichtet auf S. 485 über mehrere Brückenbauten, die von der türkischen Regierung im Gebiete des Euphrat kürzlich errichtet wurden. Die Arbeiten sind bemerkenswert, weil sie unter schwierigen Verhältnissen in unwegsamem Gelände und fern von jeder Zivilisation bei weitem Materialtransport zu organisieren und durchzuführen waren.

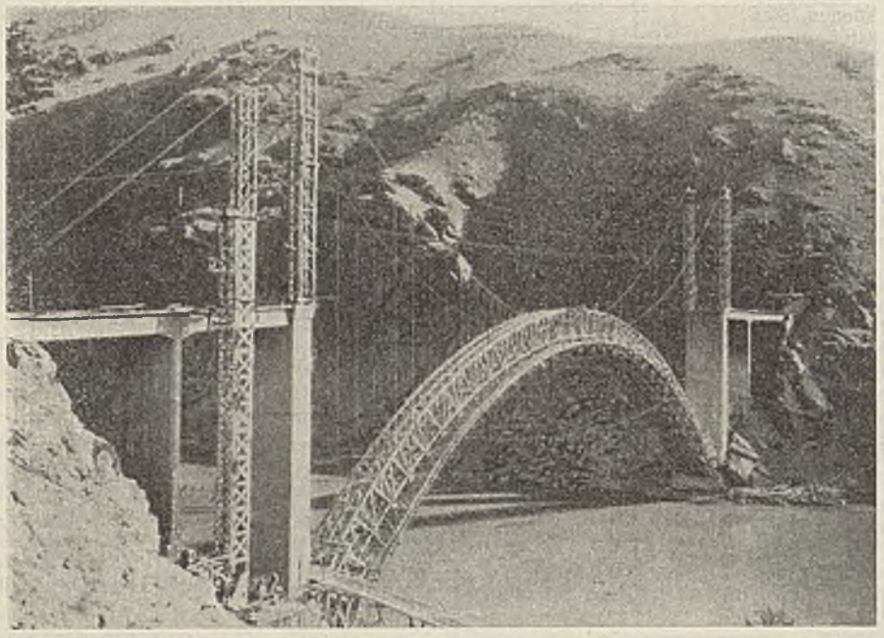


Abb. 1.

Eins von diesen Bauwerken ist die Straßenbrücke, benannt nach Ismet-Pascha, in der Nähe des Dorfes Keumur-Han, die die Landstraße von Malatya nach Elaziz über das tiefe Euphrattal führt. Sie ersetzt eine alte Holzbrücke, die 1929 durch Hochwasser zerstört wurde. Mit Rücksicht auf zeitliches Ansteigen des Flusses um rd. 12 m mußte eine Arbeitsweise gewählt werden, die eine Verbindung zwischen den Baustellen an beiden Ufern in jedem Falle sicherte. Zu diesem Zwecke wurden nach Errichtung der über zwei Öffnungen gespannten Tragwerke an den beiden Talhängen auf den letzten Uferpfeilern je zwei Fachwerktürme aus Holzkonstruktion aufgestellt, über die nach Art einer Hängebrücke Tragkabel für einen Laufsteg gespannt wurden. Für diesen verwendete man im Taurus gewonnene Hölzer von 4 m Länge. Die Durchführung der Gerüstbauten geschah im wesentlichen mit Hilfe von kurdischen und türkischen Arbeitern. Auf dem wegen der frei hängenden Kabel stark schwankenden Laufsteg wurde dann eine steife hölzerne Fachwerkbogenkonstruktion fertiggestellt, die

Abb. 2.

zur Unterstützung der Einschalung eines Eisenbetonbogens von kastenförmigem Querschnitt diente (Abb. 1).

Die Spannweite des Brückenbogens ist 108 m, die Pfeilhöhe 24 m. Die Höhe des Kastenquerschnitts beträgt an den Kämpfern 2,25 m, im Scheitel 1,40 m. Die entsprechenden Breiten liegen zwischen 6 und 4,80 m. Die beiden Seitenträger haben je 11,50 m Spannweite. Der Beton wurde mit Hilfe eines Kabelförderers eingebracht, und zwar wurde zuerst die untere Wand des Kastenquerschnitts betoniert, um eine Entlastung der Schalung zu erzielen. Nach 30 tägigem Erhärtungsvorgang wurden die Seitenwände aufgesetzt und nach weiteren 30 Tagen die Decke des kastenförmigen Bogens. Abb. 2 zeigt das Bauwerk in seiner vollendeten architektonischen Anpassung an die steilen Talhänge des Euphrat. Zs.

Patentschau.

Keilförmige Fugen zur Verminderung der Ausrüstungs- und Schwindspannungen bei Gewölben. (Kl. 19d, Nr. 604 004 vom 23. 3. 1932 von Dr.-Ing. Kurt Gaede in Hannover.) Um eine möglichst vollkommene Verteilung der Spannungen über den gesamten Gewölbequerschnitt zu erreichen, sind die Fugen als einseitig offene Keilfugen ausgebildet, so daß sie sich beim Ausrüsten des Gewölbes von selbst schließen. Bei gelenklosen Gewölben werden an zwei Stellen in der Nähe der Kämpfer und an einer Stelle in der Nähe des Scheitels einseitig keilförmige Fugen offen gelassen, deren Fugenwinkel so gewählt sind, daß der Winkel der Scheitelfuge doppelt so groß ist wie der Winkel der Kämpferfugen, und daß die Verlängerung der Begrenzungslinien der Scheitelfuge auf der Sehne $A—B$ das Stück $ab = \Delta l$ abschneidet. Verschiebt sich das rechte Widerlager um Δl nach rechts, so werden die beiden Bogenhälften nach Abbild. 1b eine Drehung um den Winkel φ ausführen. Das Gewölbe legt sich frei von Biegungsspannungen zwischen die Widerlager, wenn entweder diese um das Maß Δl ausweichen oder wenn die Bogensehne sich infolge der Normalspannungen, des Schwindens usw. um Δl verkürzt. Rüstet man einen derartigen Bogen aus, so bewirken die entsprechend der Abweichung der Stützlinie von der Bogenachse auftretenden Biegungsmomente in den den Kämpfern benachbarten Bogenteilen eine nach oben und in der Nähe des Scheitels eine nach unten hohle Krümmung des Bogens, wobei sich die Bogenteile verdrehen und die Keilfugen schließen. Zur Herstellung der Keilfugen werden die durch die Fuge zu trennenden Gewölbeteile stumpf aneinander betoniert, und die Fuge wird durch Drehung dieser Gewölbeteile einseitig geöffnet.

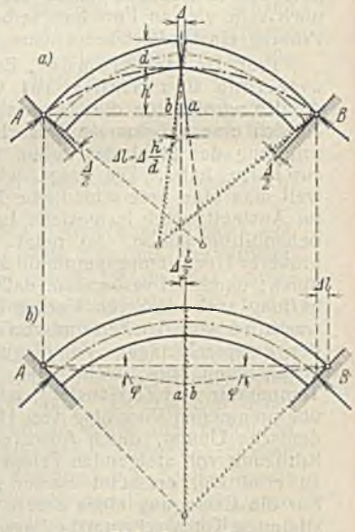


Abb. 1a u. b.

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1936. — Neuere Gesichtspunkte für Flußkanalisierungen. — Die neutrale Linie Cornaglias. — Der Allerkanal- und Landgrabendüker unter dem Mittellandkanal. — Großversuch zur Erhöhung der Tragfähigkeit von schwebenden Pfahlgründungen durch elektrochemische Behandlung. — Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. — Vermischtes: Eisenhüttentag 1936. — Selbstfahrende Zerkleinerungsmaschinen für den Straßenbau. — Eisenbetonbrücke über den Euphrat. — Patentschau.

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