

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 24. November 1933

Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Studie zu einem Hydro-Erdbau.

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Zill, Wilhelmshaven.

I. Einleitung.

Die vorliegende Arbeit will zunächst darstellen, unter welchen Bedingungen und mit welchen technischen und wirtschaftlichen Erfolgen bisher Hydro-Erdbau betrieben wurde. Schon seit Jahrzehnten gibt es wohl, abgesehen vom Spülererdbau, eine Reihe von Anwendungen. Aber diese Verfahren sind nur ganz vereinzelt im Tiefbaugewerbe sowie im Braunkohlen- und Steinkohlenbergbau angewendet worden, so daß es erforderlich ist, diese Anwendungsarten, die der Bauingenieur meistens gar nicht kennt, kurz zu streifen und über sie zu berichten.

Der zweite und Hauptzweck der Arbeit ist jedoch der, Anregungen für weitere Anwendungsmöglichkeiten zu geben. Es soll der Nachweis versucht werden, daß eine weitere Einführung des Hydro-Erdbaues an Stelle des bisher betriebenen „Trockenerdbaues“ bei Vorliegen bestimmter Bedingungen geboten erscheint. Dabei sollen die vorhandenen Mittel und neue Vorrichtungen beschrieben, gleichzeitig die noch der Lösung harrenden Probleme in den Vordergrund gestellt werden, so daß die Arbeit nur als Studie gewertet werden darf. Dabei gebe ich mich der Hoffnung hin, Anregungen, sowohl für die Baupraxis als auch Hand in Hand mit dieser für die Wasserbaulaboratorien gegeben zu haben.

Der Hydro-Erdbau führt zu zum Teil neuartigen Baudurchführungen auf dem Gebiete des bisherigen Trockenerdbaues. Die Kenntnis seiner Anwendungsmöglichkeiten wird aber auch schon bei den Planungen von Nutzen sein, so daß sowohl Entwurfsverfasser als auch Bauausführende in gleichem Maße an den Hydro-Erdbauverfahren interessiert sein dürften. Wenn bei der Entwurfsarbeit die technischen Erfordernisse das Ursprüngliche bilden, so überwiegt bei der Wahl der Ausführungsmittel der wirtschaftliche Einfluß, womit allerdings nicht gesagt werden soll, daß eine strenge Scheldung beider Gebiete möglich ist.

Da der Hydro-Erdbau die bestehenden maschinellen Trockenerdbauverfahren in ihren Teiloperationen ganz oder teilweise, immer aber den Transport und Einbau bei noch abzuleitenden Bedingungen ersetzen soll, scheiden für unsere weiteren Untersuchungen die Erdarbeiten kleineren Umfanges, wie z. B. Mutterbodenabdecken usw., die sich der Handgrabe- kraft beim Lösen und Laden bedienen, aus. Desgleichen braucht der Erdbau nicht weiter betrachtet zu werden, der sich mit den gröberen und felsigen Bodenarten beschäftigt. Nur die losen und gemischtbindigen Bodenarten, etwa die der ersten zwei Bodenklassen der Klassifizierung der Reichsverdingungsordnung und bei Mischboden teilweise auch der Klasse 3, kommen für die Anwendung des Hydro-Erdbaues in Frage. Wir deuteten soeben schon an, daß der Hydro-Erdbau hauptsächlich die Transportfrage beim maschinellen Trockenerdbau auf andere Weise als bisher lösen soll, und zwar in erster Linie dann, wenn diese Teiloperation bezüglich der entstehenden Kosten bei der Trockentechnik als ausschlaggebend rechnerisch festgestellt worden ist.

Wir stellten den Begriff „Trockenerdbau“ heraus, der sich in der Baupraxis gebildet hat und Oberbegriff des Hydro-Erdbaues ist. Da er in der bestehenden Wissenschaft noch nicht auftritt, andererseits aber auch eine klare Definition nicht vorliegt, soll im folgenden zunächst eine einwandfreie Umgebung des Begriffes „Trockenerdbau“ geschaffen werden. Es soll dabei so vorgegangen werden, daß die drei einzelnen Teiloperationen des Erdbaues zunächst getrennt daraufhin untersucht werden, wann Trocken- und wann andere Verfahren auftreten, um so am Schluß durch eine Zusammenfassung einen eindeutigen Begriff für den Trockenerdbau zu gewinnen.

Bei den Löse- und Lademaschinen kann man zunächst bezüglich der konstruktiven Durchbildung zwei Hauptgruppen unterscheiden. Dem stetig oder zwangsläufig arbeitenden Mehrgefäßbagger (Dauerförderer) steht der Chargen- oder Eingefäßbagger mit unterbrochener Förderung gegenüber. Zu den stetig arbeitenden Baggern gehören Eimerkettenhochbagger, Eimerkettentiefbagger, Eimerkettenschwimmbagger sowie die Schaufelradbagger. Der Chargenbagger wird von den Herstellerfirmen gewöhnlich Universalbagger genannt, und zwar deswegen, weil dieser Bagger in die verschiedensten Formen auf sehr einfache Weise umgebaut werden kann. Er kann als Löffelbagger, Tieflöffelbagger, Greifer und Eimerselbagger angewendet werden. Die Bagger beider Gruppen können von der trockenen Erdoberfläche wie auch vom Wasser aus arbeiten. Man unterscheidet daher auch noch zwischen Trocken- und Naß- oder besser Schwimmbagger. In der letzten Zeit hat der Begriff „Naßbagger“

besonders Eingang gefunden, und man hört und liest das Wort Schwimmbagger immer weniger. So teilen die Handbücher „Hütte“ und „Taschenbuch für Bauingenieure“ und auch Paulmann u. Blaum ihr Werk: „Die Bagger und die Baggereihilfsgeräte“ in die zwei Hauptgruppen — Trocken- und Naßbagger — ein. In der Regel gewinnt zwar der Trockenbagger den Boden aus dem Trockenen. Es ist aber kein Erfordernis, daß die Entnahmestellen für den Trockenbagger nun durchaus trocken gehalten werden müssen. Während dieses beim Löffelbagger bis vor kurzer Zeit noch zwingendes Gebot war, ist dieses durch die Einführung des ebenso leistungsfähigen Tieflöffelbaggers einwandfrei beseitigt worden. Alle übrigen Trockenbagger, seien es nun die stetigen oder die Chargenbagger, fördern auch aus dem Nassen. Die Leistung geht dabei allerdings etwas zurück, in nennenswerter Weise aber nur bei den ganz feinen Sanden, weil bei diesen die Grabgeschwindigkeit erheblich ermäßigt werden muß, damit die Grab- bzw. Fördergefäße auch nur einigermaßen mit festem Material und nicht mit zuviel Wasser gefüllt werden. Man wird diese bei den gewöhnlichen Bodenarten mit 10 bis 20%, bei den ganz feinen Sanden allerdings noch höher anzunehmende Minderleistung aber immer dann gern in Kauf nehmen, wenn dafür an den sonst anfallenden Wasserhaltungskosten gespart werden kann. Bei ganz großem Wasserandrang, d. h. wenn die Wasserhaltung entweder technisch nicht möglich oder wirtschaftlich nicht vertretbar ist, andererseits das Ansetzen eines Schwimmbaggers nicht in Frage kommt, muß man immer zu dieser „Naßbaggerung mit dem Trockenbagger“ übergehen. Wenn der Abtrag entwurfstechnisch sekundär geblieben ist, kommt eine Wasserhaltung beim Bagger eigentlich nur dann in Frage, wenn sie dazu dient, die Baggerkosten zu senken, denn jetzt brauchen keine genauen Profile eingehalten zu werden, wie bei Kunstbauten. Wir sehen, daß hinsichtlich der ersten Teiloperation eine klare Unterscheidung zwischen Trocken- und Naßbaggerung nur dann möglich ist, wenn der tragende Untergrund des Baggers, nämlich ob fester Boden oder Wasser als das kennzeichnende Merkmal herausgestellt wird. Es ist daher nicht nur sprachlich richtiger, das Wort „Naßbagger“ bzw. Naßbaggerung durch das Wort „Schwimmbagger“ oder Schwimmbaggerung zu ersetzen, sondern das Wort Naßbaggerung könnte bei dem Stande der Begriffsbildung zu Irrtümern auch in technischer Hinsicht Anlaß geben.

Bei der zweiten Teiloperation, Beförderung, Verfahren, meistens auch noch Transportieren genannt, kommt bei Trockenbaggerung durchweg auch Trockentransport in Frage, und zwar meist mittels Rollbahnen, seltener, und zwar bei großen Gefällwechseln, durch Seilbahnen oder bei nur ganz kurzen Transportlängen durch Gurtförderer. Ja, auch dann werden Trockentransporte vorgenommen, wenn der Trockenbagger aus dem Nassen fördert. In diesem Falle wird das geförderte Wasser vor oder während des Beladens der Transportgefäße den Baggergefäßen durch entsprechende Hilfsmittel wie Anordnung von Löchern, Sieben oder durch besonders angepaßte Konstruktionen entzogen, so daß Trockengut in die Fördergefäße geladen wird. Im Gegensatz dazu wird bei der Schwimmbaggerung der Boden entweder mittels schwimmender Transportgefäße (Klapp- oder Elevierschuten) in trockenem Zustande naß (schwimmend) abtransportiert oder durch Spülen mittels Wasserzusatzes durch Rohrleitungen „naß“ fortgeschafft. Wir sehen, bei dieser zweiten Teiloperation deckt sich bei der Trockenbaggerung wohl der Begriff „trocken“ mit der ersten Teiloperation. Bei der Schwimmbaggerung dagegen gibt es trockene wie nasse und gemischte Transportmöglichkeiten. Die selteneren Fälle, bei denen Eimerkettenschwimmbagger den geförderten Boden mit Hilfe des Transporteurs oder schwimmende Greifer mittels einfachen Aussetzens sogleich in seitliche Ablagerungen absetzen, wollen wir aus der Teiloperation „Transport“ ganz ausschalten, da hier von einem selbständigen Transport insofern nicht die Rede sein kann, als kein selbständiges Transportgerät vorhanden ist, dieses vielmehr mit dem Löse- und Ladegerät fest verbunden ist. Es handelt sich hierbei also nur um ein räumlich etwas mehr auseinandergezogenes „Lösen und Laden“.

Die Teiloperation „Einbauen“, in der Baupraxis Kippen genannt, geschieht beim Trockenerdbau ebenfalls durchweg trocken, auch dann, wenn gelegentlich zwecks Verdichtung der Ablagerung bei aus technischen Gründen sofort standfest erforderlichen hohen Dämmen, nach dem zunächst trocken vorgenommenen Einbau Schwemmwasser zugesetzt wird. Beim Schwimmbaggerbetrieb hingegen wird der Einbau trocken

oder naß vorgenommen, und zwar kann aus schwimmenden Transportgefäßen in Trockengerät eleviert, oder der Boden gleich ab Bagger oder nach schwimmendem Trockenzwischentransport aus den Transportgefäßen naß gespült werden. Beim nassen Einbau wird das Gemisch von Wasser und Boden zwischen Spüldelchen gefaßt, und hier das Wasser wieder auf geeignete Weise, langsamer oder schneller, mittels ununterbrochenen oder stetigen Betriebes, wie nach Bodenart erforderlich, entzogen. Auch bei dieser Teiloperation verwischen sich die Übergänge zwischen Trocken- und Naßbetrieb nur beim Schwimmbaggererdbau.

Wir sahen, daß eine einfache Abgrenzung zwischen Trockenerdbau einerseits und Naßerdbau andererseits, wobei alle Teiloperationen umfaßt werden, nicht möglich ist. Man kann nur dem Trockenerdbau einmal den reinen Schwimmbaggererdbau und andererseits den gemischten Erdbau gegenüberstellen. Für die Begriffsbildung des Hydro-Erdbaus genügt es aber, den Begriff Trockenerdbau nunmehr klar herausgestellt und nachgewiesen zu haben, daß bei diesem alle Operationen trocken, d. h. vom festen Boden aus durchgeführt werden. Demgegenüber umfaßt der Hydro-Erdbau die Erdbauverfahren, die entweder alle oder einzelne Teiloperationen des bisherigen maschinellen Trocken-erdbaus mittels Anwendung von Wasserzusatz auf dem „Trockenen“ „naß“ betreiben.

Bezüglich der ersten Teiloperation, Lösen und Laden, handelt es sich dabei um die unmittelbare Gewinnung des Bodens aus der Lagerstätte ohne Grabemaschinen, und zwar durch das Abspritzen mittels Zusatzes von Hochdruckwasser. Die Anwendungsmöglichkeiten werden allerdings recht selten vorkommen. Bei der zweiten Teiloperation, dem „Transport“, handelt es sich um die Beförderung des durch Hoch- oder Niederdruckwasserzusatz spülfähig gemachten Gemisches bei vorhandenem genügendem natürlichem Gefälle in offenen Spülrinnen, oder ohne Vorhandensein solchen Gefälles durch Fortdrücken des Spülgemisches mittels in Druckturbinen erzeugter Drücke in geschlossenen Rohrleitungen. Bei der dritten Operation, dem „Einbau“, steht neben der technischen Frage des bestmöglichen standfesten Einbaues vor allem die Beeinflussung des Tempos der Wasserentziehung und die Möglichkeit der Ableitung in hinreichende Vorfluter im Vordergrund.

Die kurze Bezeichnung Hydro-Erdbau, nach unserer Definition eigentlich Hydro-Trockenerdbau, wurde in Anlehnung an den Begriff „Hydro-Torfbau“ gefunden, dessen erstmalige Anwendung im Erdbau uns mit die Anregung zu dem Studium dieses Verfahrens und zur Ausarbeitung von weiteren Vorschlägen für die nützliche Verwendung des Wassers als Schwemm- bzw. Transportmittel im Gebiete des Trockenerdbaus brachte.¹⁾

Es ist nun wohl allgemein bekannt, daß der Naßbaggerboden, insbesondere wenn er auf große Entfernung gespült werden muß, heute noch die billigste Bodenbewegung darstellt. Dieses hat seinen Grund darin, daß die einzelnen Operationen, Lösen und Laden, Transport und Einbau, die beim Trockenerdbau räumlich meist weit voneinander getrennte Arbeitsteile erfordern, in einer Zentralstelle, nämlich auf dem Spülbagger, zusammengefaßt sind, wenn man die Arbeiten der Verlegung und Unterhaltung der Spülrohre sowie die Herstellung der Spüldelche als geringfügig vernachlässigt. Häufig genügt eine Antriebsmaschine, jedenfalls fast immer ein Maschinenraum, worin dann alle erforderlichen Antriebsmaschinen untergebracht sind. Die Versorgung mit Betriebsstoffen ist nur hier vorzunehmen. Das Bedienungspersonal ist ebenfalls an dieser einen Stelle in geringer Menge zusammengefaßt. Das reibungslose Ineinanderspielen der einzelnen Teiloperationen ist hierdurch gewährleistet. Man denke weiter an die Einfachheit der Rohrverlegungsarbeiten gegenüber der Gleisarbeit, die Einsparung des gesamten Fuhrparkes mit seinem Verschleiß und den Unterhaltungskosten gegenüber dem allerdings an und für sich großen Rohrverschleiß, der aber durch geeignete Futter, die insbesondere beim „Spülversatzbau“ des Bergbaus erprobt sind, wesentlich verringert werden kann. Einen besonderen Vorteil bedeutet aber die Tatsache, daß dreischichtig gearbeitet werden kann, was bei dem Trockentransport mittels mechanischer Förderbahnen nur sehr schwer und dann ohne wirtschaftlichen Erfolg durchführbar ist. Die Rohrleitungen und die Klippen können beim Hydro-Erdbau während der Tagesstunden vorbereitet werden, und der Betrieb während der Nachtstunden braucht sich nur auf die Gewinnungsstelle zu erstrecken. Gegenüber dem Trockenerdbau, bei dem normalerweise nur während der 4 Sommermonate zweischichtig gearbeitet werden kann, bedeutet die Anwendung dieses Verfahrens eine Senkung der Bauzeit um das $\frac{9 \cdot 20 \cdot 3}{9 \cdot 20 \cdot 4 \cdot 20} = 2,3$ fache, bei Annahme von nur 9 Baumonaten im Jahr.

Um die gleiche Leistung wie beim Trockenerdbau zu erzielen, kann also schon die Kapitalinvestierung für die Löse- und Ladegeräte allein um die Hälfte gesenkt werden, oder besser, die doppelte Leistung in der Zeiteinheit mit gleich großem Baggergerät erzielt werden.

Diese Überlegungen brachten uns dazu, eingehend und sorgfältig zu untersuchen, wie weit dieses Verfahren und in welcher Form es zweck-

mäßigerweise in das Gebiet des bisherigen Trockenerdbaus übertragen werden kann unter der Erwirkung der gleichen Vorteile, nämlich der Vereinfachung und Verbilligung der gesamten Erdbaukosten. Verfasser hat für zwei praktische Fälle schon derartige Vorschläge gemacht und jedesmal in öffentlichem Wettbewerb mit Erfolg anbieten können. Leider sind diese Vorschläge, nachdem sie für die Bauausführung vorgesehen waren, nicht zur Ausführung gelangt, weil sie in den letzten Jahren der Geldknappheit vorgeschlagen worden waren.

II. Bisherige Hydro-Erdbauverfahren.

Hydro-Erdbauverfahren wurden, abgesehen vom sogenannten Spülerdbau, der begriffsgemäß nicht hierhin gehört, bisher beim Talsperrenbau in Amerika und im Bergbau angewendet. Die Anwendung des Hydro-Erdbaus bei allen Teiloperationen ist bisher nur vereinzelt im amerikanischen Talsperrenbau möglich gewesen. Bei dieser Arbeitsweise wurde das in den Damm einzubauende Material von höher gelegenen Stellen an einer Wand abgespritzt und mit natürlichem Gefälle in offenen Gerinnen zur Einbaustelle geleitet. Ludin berichtet darüber in seinem Werk „Die Wasserkräfte“ auf S. 1028 ff. In den berichteten Fällen stand meistens genügendes Hochdruckzusatzwasser mit natürlichem Druck, d. h. aus höher gelegenen Stellen zur Verfügung, so daß die erforderlichen Drücke von 5 bis 7 at nicht künstlich erzeugt zu werden brauchten. Weiter lag die Gewinnungsstelle soviel höher als die Einbaustelle, so daß ein Gefälle von mindestens 3% zur Verfügung stand und der Abtransport der spülfähig gemachten Masse durch die eigene Schwere erzielt wurde. Nur selten ist künstliches Pumpen zur Unterstützung herangezogen worden, wenn das Gefälle nicht ganz ausreichte. Wenn derartig günstige Verhältnisse vorliegen sollten, wird man natürlich ein ähnliches Verfahren wieder wählen, doch werden diese Fälle recht selten sein. Als Ludin vor 10 Jahren über die Anwendungsweise des Hydro-Erdbaus in Amerika berichtete, gab es noch nicht die neuzeitlichen Bagger, die das Lösen des Bodens erheblich verbilligen. Wie wir noch später sehen werden, wird das Lösen und Laden durch mechanisch betriebene Bagger in besondere, den Wasserzusatz sparende Vorrichtungen erheblich billiger gegenüber der Erzeugung des notwendigen Hochdruckspritzwassers beim unmittelbaren Abspritzen aus der Lagerstätte. Wenn außerdem nicht genügend Gefälle vorhanden ist, um die spülfähig gemachte Masse durch die eigene Schwere zu transportieren, und Pumpen und Rohrleitungen herangezogen werden müssen, ist es wichtig, das Verdünnungsverhältnis möglichst gering zu halten, um nicht eine zu große Menge Gemisch pumpen zu müssen. Dies läßt sich so durchführen, daß der Wasserzusatz zum Spülfähigmachen der Masse statt an der Abbaustelle in engbegrenzten Räumen vorgenommen wird. Wir werden feststellen, daß das Lösen und Laden aus der Abbaustelle mit Hochdruckwasser, das künstlich erzeugt werden muß, heute nicht mehr wirtschaftlich vertretbar ist.

Das zweite Anwendungsgebiet des Hydro-Erdbaus bildet der Spülversatzbau im Bergbau. Hier spielt aber die wirtschaftliche Frage eine andere Rolle als beim Erdbau. Der Transport des Spülversatzgutes mittels Spülen in Rohrleitungen wird im Bergbau deswegen gewählt, weil die Spüleleitungen nur wenig Platz beanspruchen und in den vorhandenen Abbauförderstrecken ohne große Schwierigkeiten zusätzlich angebracht werden können. Man muß bedenken, daß zum Einbau von Ersatzbergen vollständig neue Förderstrecken ins Gebirge vorgetrieben werden müßten, wenn man die erforderliche Menge an Versatzgut mittels mechanischer Transportmittel zu den Einbaustellen schaffen wollte. Ein zweiter Grund für die Wahl von Spülversatz ist der, daß Spülversatz sich infolge des Einschlammens bedeutend dichter absetzt als mechanisch eingebrachtes Versatzgut, und daher ein Wasserzusatz als zweckmäßig erkannt wurde²⁾.

Der Einbau von Spülversatz wird nun auf zwei verschiedene Arten durchgeführt. Entweder wird das Spülversatzgut selber nahe der Einbringeschächte mittels Hochdruckwasserstrahlen abgespritzt und durch die Schächte in Rohrleitungen nach unten geführt. In diesem Falle steht für den waagerechten Transport in den Förderstrecken der große Überdruck in den Rohrleitungen der tiefen Schächte zur Verfügung. Dafür muß aber die Spülversatztrübe (Wasserzusatz) um dieselbe Höhe wieder gehoben werden. Dieses Verfahren kommt nur dann in Frage, wenn Spülversatzmaterial sich in nächster Nähe des Schachtes vorfindet. Das zweite Verfahren fördert mechanisch gelöstes und antransportiertes Material durch den Schacht zur Abbausohle, und hier wird das Zusatzwasser für das Spülen hinzugesetzt. Der Zusatz des Spülwassers als Hochdruckwasser von 10, ja bis 30 at Druck geschieht in Trichtern oder „Wannen“³⁾. Hier ist es nicht erforderlich, die Spülversatztrübe zu heben, da sie auf den Abbausohlen im Kreislauf immer wieder verwendet wird.

Diese Spülversatzverfahren bilden an und für sich keinen Anreiz, das Spülen auf das Gebiet des bisherigen Trockenerdbaus zu übertragen, aber wir finden hier Teiluntersuchungen und langjährige Erfahrungen, die begünstigende Rückschlüsse für die Einführung beim Trockenerdbau bieten.

²⁾ Vgl. Heise u. Herbst, Handbuch der Bergbaukunde, Kapitel über Spülversatz.

³⁾ Näheres darüber bei Heise u. Herbst, S. 399 ff.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 19, S. 239 ff., Der Moorabtrag beim Bau von Schifffahrtkanälen.

III. Hydro-Erdbau.

a) Lösen und Laden.

Wenn, wie es meistens der Fall ist, bei den losen bzw. geringbindigen Böden das Abspritzwasser künstlich erzeugt werden muß und 3 bis 6 Teile Wasser mit 5 bis 7 at Druck zum Boden zugesetzt werden müssen, entstehen sehr erhebliche Kosten für das Lösen des Bodens durch die erforderliche künstliche Erzeugung des Hochdruckwassers. Die in der Literatur angegebenen Verfahren liegen nun zehn und mehr Jahre zurück. Zu dieser Zeit gab es noch nicht, wie bereits erwähnt, die neuzeitlichen Bagger mit ihren besonders großen Leistungen und geringen Betriebskosten. Ein Zusatz von „Hochdruckspritzwasser“ zum Transportieren des Bodens in Rohrleitungen ist an und für sich nur bei den bindigen Böden erforderlich. Bei den losen Böden genügt zum Schwemmen und Fortspülen der Zusatz von gewöhnlichem Niederdruckwasser bis etwa höchstens 3 at Druck. Da nun, wie wir noch später sehen werden, für das Fortspülen des Bodens in Rohrleitungen oder offenen Gerinnen eine Menge an Wasser erforderlich ist, die wesentlich geringer ist als die Menge, die zum Abspritzen nötig ist, muß versucht werden, den Wasserzusatz auf die geringstmögliche Menge zu bringen. Es ist daher wirtschaftlicher, den Boden mittels mechanischer Lösevorrichtungen in verhältnismäßig kleine Behälter zu laden, in denen der Wasserzusatz mittels sogenannter „Monitore“ vorgenommen wird. In der Arbeit: „Der Moorabtrag beim Bau von Schiffahrtskanälen“⁴⁾ habe ich genauer nachgewiesen, daß in diesem Falle noch nicht die Hälfte der Menge an Wasser benötigt wird.

Die Kosten für die Erzeugung des Hochdruckspritzwassers beim unmittelbarem Abspritzen aus der Lagerstätte ergeben sich wie folgt:

Annahme: Auf 1 m³ Boden 6 Teile Wasserzusatz mit 7 at Druck an der Spritzdüse. Zur Erzeugung werden benötigt:

$$N = \frac{\gamma Q H 1000}{\eta 75} \cdot P S,$$

$H = 70 \text{ m} + 10 \text{ m}$ (für Verluste in der Rohrleitung und in den Krümmern) = 80 m.

Weitere Annahme: Leistung 150 m³ feste Masse je Stunde,
150 · 7 ≈ 1000 m³ Schwemmeasse je Stunde,

$$Q = \frac{1000}{3600} = 0,280 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Mithin

$$N = \frac{1,0 \cdot 0,280 \cdot 80 \cdot 1000}{0,80 \cdot 75} = 370 \text{ PS} = 275 \text{ kW.}$$

Ein Greifbagger gleicher Leistung, z. B. Menck Mod. V, besitzt eine Antriebsmaschine von nur 90 PS = 66 kW. Die Erzeugung von Zusatzwasser bezüglich Menge und Druck ermäßigt sich aber bei Laden in engbegrenzte Räume auf die Hälfte, da auch geringere Drücke wegen des geringeren Abstandes der Spritzgeräte vom Boden erforderlich sind, so daß an Antriebsenergie nur erforderlich sind:

1. für den Bagger 66 kW,
2. für die Erzeugung von Hochdruckwasser $\frac{275}{2} = 137 \text{ kW}$
203 kW = 35 %
Ersparnis.

Nun kommt aber noch hinzu, daß eine entsprechend geringere Menge transportiert zu werden braucht, wenn auch die Antriebskraft relativ etwas größer ist infolge des größeren spezifischen Gewichtes der nur 1 : 3 statt 1 : 6 verdünnten Masse. Bei z. B. $\gamma = 1,8$ ist das spezifische Gewicht statt $\frac{1,8 + 6,1}{7} = 1,11$ dann $\frac{1,8 + 3,1}{4} = 1,20$, die Kosten der Antriebskraft sind mithin um 34% geringer.

Aus vorstehendem ergibt sich bezüglich des Lösen und Ladens mittels Wasserzusatzes, daß ein Abspritzen aus der Lagerstätte nur in Frage kommt

1. bei Vorhandensein von genügendem Zusatzwasser, dessen erforderlicher Druck von 5 bis 7 at bei losen und ganz gering bindigen Böden infolge natürlicher Höhenlage ohne zusätzliche Maschinenkraft ausgenutzt werden kann.
2. Es ist erforderlich, daß der Abbau von einem Hang aus geschieht, nicht etwa aus einer Grube, denn in letzterem Falle wäre es nicht möglich, die erzeugten Gemische anzusaugen. Dieses ist höchstens, aber nicht wirtschaftlich, allerdings auch nur mittels besonderer Vorrichtungen beim Moorboden möglich, der ungefähr das gleiche spezifische Gewicht wie Wasser hat⁵⁾.
3. Es ist erforderlich, daß die Sohle, von der aus gespritzt wird, entweder aus möglichst undurchlässigem Boden besteht, oder bei losem Boden durch Grundwasser gesättigt ist. Wäre dieses nicht der Fall, so würde ein großer Teil des Schwemmwassers versickern und somit keine Schwemmarbeit verrichten.

Für das Lösen und Laden des Bodens in eine besondere Spülvorrichtung können nun fast alle Bagger verwendet werden. Es ist dabei erforderlich,

daß die Ladestelle für eine möglichst lange Zeit an einem bestimmten festen Punkte bleibt, nämlich über dem Ladetrichter des Wasserzusatzgerätes. Denn dieses Gerät muß wegen der hohen Drücke mit den Rohrleitungen starr verbunden sein, und das Arbeiten mit dieser Einrichtung ist daher um so wirtschaftlicher, je weniger oft das Gerät versetzt zu werden braucht.

Beim Bodenabtrag können wir nun zwei besondere Formen unterscheiden. Einmal steht der Bagger oberhalb des Abtrages, das zweite Mal unterhalb des letzteren. Die Bagger, die von unten laden, sind der Eimerkettenbagger, der Greifbagger und der Eimerseilbagger. Von oben laden ebenfalls der Eimerkettenbagger als Hochbagger und der Greifbagger sowie der Schaufelradbagger.

Die besondere Vorrichtung, in der das Zerkleinern und Spülfähigmachen des Bodens vorgenommen wird, kann nun in zwei Formen angewendet werden. Einmal handelt es sich um trichterförmige Gefäße, bei denen das Beladen immer über demselben Punkte geschieht. Eine derartige Vorrichtung zum Spülen von Bodenarten stärkeren Zusammenhanges hat Verfasser in dem schon öfter erwähnten Aufsatz über den Moorabtrag genauer beschrieben. Diese Vorrichtung kann für alle Bagger Verwendung finden, auch für den Eimerkettenbagger, der sich beim Laden auf einer Linde bewegt, und zwar dann, wenn ein Transporteur angebracht wird, der in der Richtung der Ladelinie arbeitet. Dieser Transporteur muß so lang sein, daß während eines längeren Zeitabschnittes die besondere Vorrichtung nicht bewegt zu werden braucht. Es handelt sich um Längen von 10 bis 20 m, um zu erreichen, daß der Umbau der Spülvorrichtung nur alle 3 bis 4 Stunden zu geschehen braucht. Man kann aber bei dem Eimerkettenbagger auch eine andere Lösung finden, die darin besteht, daß seitlich des Baggers entsprechend lange „Wannen“, ähnlich wie sie der Bergbau beim Spülversatz untertage verwendet⁶⁾, angeordnet werden, in denen der Zusatz des Spülwassers vorgenommen wird. Diese Wannen, die beim Bergbau fest angeordnet sind, müssen entsprechend eine Länge von 10 bis 20 m haben und können fahrbar auf dem Baggergleis montiert werden.

Bei der letzten Vorrichtung kann man die Leistung des Baggergerätes dadurch steigern, daß man jedesmal zwei Geräte vorhält, die abwechselnd beschickt werden. Es ist dann möglich, den Umbau eines Gerätes nebst der steifen Rohranschlüsse vorzunehmen, während das andere Gerät im Betrieb ist.

Von den Chargenbaggern scheidet der Löffelbagger für die Verwendung beim Hydro-Erdbauverfahren aus, weil die Reichweite des Löffels so gering ist, daß das Spülgerät dauernd umgebaut werden müßte. Von den Chargenbaggern eignen sich nur der Greif- und Eimerseilbagger. Diese sind aber für die Anwendung besonders geeignet, weil sie eine verhältnismäßig große Reichweite haben und dadurch in der Lage sind, einen verhältnismäßig großen Abschnitt des Abtrages in die Vorrichtung zu laden, ohne daß diese umgebaut zu werden braucht. Übrigens ist die Verwendung des Greif- und Eimerseilbaggers für das Spülverfahren erst seit dem Zeitpunkte möglich, seitdem diese mit Raupenbändern ausgestattet sind. Damit er in die feststehende Vorrichtung laden kann, ist es erforderlich, den Bagger um die Spülvorrichtung jeweils in einem Halbkreise herumzufahren. Dies dürfte auch der Grund sein, daß die Amerikaner und der Bergbau nicht schon früher ebenfalls auf den Gedanken gekommen sind, das Abspritzen von der Wand durch derartige Bagger in Verbindung mit besonderen Spülvorrichtungen in wirtschaftlicher Weise zu ersetzen.

Das Lösen und Laden des Bodens geschieht hiernach in den meisten Fällen besser durch Bagger und das Spülfähigmachen in besonderen Vorrichtungen.

Wie schon eingangs erwähnt, können nur die Bodenarten etwa der Bodenklasse 1 bis 3 in Leitungen mittels Wasserzusatzes gespült werden. Innerhalb dieser Bodenklassen sind zwei Gruppen von Bodenarten in bezug auf die Spülfähigkeit zu unterscheiden. Die losen Bodenarten ohne inneren Zusammenhang brauchen nur den erforderlichen Wasserzusatz zu erhalten, damit eine spülfähige Masse erzeugt wird. Dies kann durch geringe Drücke, etwa bis 3 at des Zusatzwassers, erreicht werden. Weit größere Aufwendungen verursachen aber die bindigen Bodenarten. Zum Abspritzen loser Bodenarten von der Wand sind, wie Ludin berichtet, Drücke von im Mittel 5 bis 10 at an der Spritzdüse erforderlich. Bei bindigen Bodenarten sind Drücke von 20 bis 30 at angewendet worden, wie Heise und Herbst berichten. Derartige hohe Drücke werden wir im Erdbau nicht anwenden, da auch das Verdünnungsverhältnis infolge dieser Drücke für den Transport zu groß wird. Bei den gemischtlosen und -bindigen Böden ist es erforderlich, daß sie soweit zerkleinert werden, daß sie mit möglichst wenig Hochdruckwasserzusatz spülfähig werden. Das Mittel hierzu ist der Zusatz des Hochdruckwassers vor den Rosten der besonderen Spülvorrichtung. Dieses Verfahren hat sich zum Zerteilen dieser Böden gut bewährt. Die Erzeugung dieses Hochdruckwassers ist

⁴⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 19, S. 239 ff. — ⁵⁾ Ebenda.

⁶⁾ Vgl. Heise u. Herbst, Handbuch der Bergbaukunde, Kap. über Spülversatz.

aber, wie wir sahen, recht kostspielig, und man muß das Augenmerk darauf richten, den Boden beim mechanischen Lösen mittels Baggers schon soweit wie möglich vorzuerkleinern.

Es ist bekannt, daß der Eimerkettentrockenbagger schälartig arbeitet. In den verhältnismäßig kleinen Eimergefäßen wird der Boden in kleinen Stücken gelöst. Dieser Bagger liefert mithin für das Spülfähigmachen die beste Vorzuerkleinerung.

Der Eimerkettennaßbagger dagegen arbeitet in waagerechten Schnitten und schneidet dabei volle Eimerinhalte, die keinen vorzuerkleinerten Boden enthalten. Im Vergleich aber zu den großen Chargenbaggern liefert er doch noch eine gewisse Vorzuerkleinerung, die man daher als Grobvorzuerkleinerung bezeichnen könnte.

Einen ähnlichen Grad der Vorzuerkleinerung erreicht der Eimerseilbagger, der in geneigten Linien schälartig arbeitet, indem er einen Span abhebt. Da aber das Baggergefäß wesentlich größer als das des ebenfalls schälartig arbeitenden Eimerkettentrockenbaggers, die Schnittstrecke aber ungefähr gleich lang ist, wird hier eine Vorzuerkleinerung erreicht, die etwa im Grade dem des soeben erwähnten Eimerkettennaßbaggers nahesteht. Die übrigen Chargenbagger liefern keine Vorzuerkleinerung.

Wir halten es daher für richtig, die beiden Hauptgruppen der Bagger zu zergliedern, und zwar nach Gesichtspunkten, die diese Merkmale berücksichtigen. Eine weitere Aussage über die Löseart ist noch wichtig, die durch die Einteilung ebenfalls mit erfaßt werden soll. Es handelt sich nämlich darum, ob der Bagger den Boden in einzelnen Lagen getrennt, also getrennt nach Bodenarten baggern kann, oder ob er dazu nicht in der Lage ist und den anfallenden Boden in seiner größeren Schnitthöhe gemischt fördert. Eine solche Mischförderung haben wir immer beim Eimerkettentrockenbagger und dem Eimerseilbagger, also den Schälbaggern, weil hier das Lösen entlang einer geneigten Ebene geschieht. Bei den übrigen Baggern, also dem Eimerkettennaßbagger, der in waagerechten Linien löst, und den übrigen Chargenbaggern, die in einem bestimmten Punkte lösen, ist ein Trennen nach Bodenarten möglich.

Diese beiden Aussagen, einmal über den Grad der Vorzuerkleinerung und zweitens darüber, ob der Boden nur gemischt gebaggert werden kann oder nach einzelnen Bodenarten getrennt, spielen aber nicht nur eine große Rolle für den Hydro-Erdbau, sondern auch für den gewöhnlichen Trockenerdbau. Die bisherige Einteilung der Bagger in stetige Bagger und Löffel-, Eimerseil- und Greifbagger gibt eigentlich nur einen Aufschluß über die Arbeitsweise und die Wirtschaftlichkeit des „Lösens und Ladens“ an und für sich, d. h. bei den einzelnen Baggern der Gruppen ergeben sich nur Rückschlüsse auf die Höhe der Kosten. Mit dieser Feststellung allein ist aber dem Erdbau nicht gedient. Die Erdbewegung besteht immer aus den drei Teiloperationen, und es ist von größter Wichtigkeit, zu wissen, einmal, ob die Transportgeräte mit kleinen oder großen Ladungen auf einmal geladen werden. Im letzteren Falle ist ein bedeutend schwereres Fahrgerät wegen der größeren Stoßbeanspruchung erforderlich. Andererseits ist aber der Grad der Vorzuerkleinerung sehr wichtig sowohl für den Hydro-Erdbau wie auch für den Trockenerdbau beim Einbau bindiger Massen auf der Kippe. Bei den bindigen Böden ist es hier erforderlich, diese entweder einzuwalzen oder einzustampfen, damit ein späteres Nachsacken möglichst verhindert wird. Ist der Boden nicht vorzuerkleinert, so ist er auf der Kippe durch zusätzliche Mittel vor dem Stampfen und Einwalzen vorzuerkleinern. Bei der Wahl der Baggers sind also nicht nur die entstehenden Kosten des reinen Baggers zu berücksichtigen, sondern die etwaigen Mehraufwendungen zu berücksichtigen, die dadurch entstehen, daß bindiger Boden nicht vorzuerkleinert ist.

Um nun Aussagen über die soeben erwähnten Arbeitsweisen der Bagger zu haben, halten wir es für richtig, die Baggergruppen nach diesen Gesichtspunkten weiter einzuteilen. Wie wir schon in der Einleitung hervorgehoben haben, haben wir einmal zwischen Trocken- und Schwimmbagger zu unterscheiden, andererseits zwischen stetigen und Chargenbaggern. Bei diesen Baggern ist aber noch nicht der Saugbagger berücksichtigt. Wenn wir also sämtliche für den Erdbau zur Verfügung stehenden Bagger einteilen wollen, so haben wir zunächst als erste Hauptgruppe „Gefäßbagger“. Diese bestehen aus den stetig arbeitenden Baggern und den Chargenbaggern. Die zweite Hauptgruppe bilden dann die Saugbagger, bei denen zwischen reinen Saugbaggern, die nur lose Bodenarten fördern können, und Schneidsaugern für bindige Bodenarten unterschieden werden muß.

Bei den stetigen Baggern genügt es, zwei Gruppen zu unterscheiden, wodurch die Aussagen über die von uns gewünschten Merkmale gemacht werden. Die erste Gruppe bilden die Schälbagger. Zu diesen gehören der Eimerkettentrockenbagger und der Eimerkettentiefbagger, sowie ein Spezial-Moorschwimmbagger, der mit einer dreieckigen Eimerleiter arbeitet⁷⁾.

⁷⁾ Vgl. Z. d. VdI 1932, Nr. 14, Reg.-Baurat Garbe: „Baggerarbeiten am Mittellandkanal im Moor des Drömlings“. Die erstmalige Konstruktion dieses Moorbagger mit seinen wesentlichen neuen Merkmalen wird in

Bei beiden arbeiten kleine Gefäße schälartig auf einer Fläche, so daß ein hoher Grad der Vorzuerkleinerung erreicht wird. Andererseits können aber diese Bagger keine Trennung des Baggergutes nach Bodenarten in der Höhe des Abtrages der Eimerleiter vornehmen. Die zweite Gruppe bilden Kleingefäßgraber, und zwar handelt es sich hier um ein Lösen in waagerechten Linien. Zu diesen Baggern gehören der Eimerkettenschwimmbagger und der bisher nur als Trockenbagger arbeitende Schaufelradbagger. Beide fördern volle aber kleine Eimerinhalte, so daß der Grad der Vorzuerkleinerung geringer als bei der ersten Gruppe ist. Sie sind aber beide in der Lage, den Boden nach Bodenarten getrennt in einzelnen Schichten zu baggern.

Bei der zweiten Hauptgruppe, den Chargenbaggern, kann man ebenfalls zwei Untergruppen unterscheiden. Zunächst gibt es wiederum Schälbagger. In flachen geneigten Linien arbeiten der Eimerseil- und der Schürfkübel oder Kabelbagger schälartig, in steilerer Linie dagegen der Löffelbagger bei hohen Abträgen. — Die zweite Untergruppe bilden die Großgefäßgraber. Solche sind bei niedrigen Abtraghöhen der Löffelbagger und der Greifbagger.

Diese Einteilung gibt genaue Aufschlüsse über den oben gewünschten Zustand des Bodens nach dem Lösen.

Das Laden des Bodens geschieht nun bei den stetig arbeitenden Baggern auf einer meist geraden Linie, d. h. die Förderzüge brauchen während des Baggers nicht bewegt zu werden, eine besondere Lokomotive zum Vorbeischieben des Zuges an der Baggerstelle ist also nicht erforderlich. Die gesamten Chargenbagger dagegen und auch der Schaufelradbagger sind Punktlader, d. h. die Gefäße werden an einer Stelle entleert, die, solange kein Stellungswechsel des Baggers vorgenommen wird und die Fördergefäße auf Gleisen bewegt werden, zweckmäßigerweise an demselben Punkte bestehen bleibt. In diesem Falle ist es erforderlich, daß der zu beladende Zug durch eine Lokomotive an dem Ladepunkt während des Beladens vorbeigezogen wird. Es scheint uns daher zweckmäßig, bei der Einteilung der Bagger durch eine Untergruppierung auf dieses Lademerkmal hinzuweisen. Es ergibt sich mithin folgende treffende Einteilung der Gefäßbagger:

I. Stetig arbeitende Bagger.

A. Feinschäler.

a) Linienlader:

1. Eimerkettentrockenbagger
2. Eimerkettentrockentiefbagger,

b) Punktlader:

3. Moorschwimmbagger;

B. Kleingefäßgraber.

a) Punktlader:

4. Eimerkettenschwimmbagger
5. Schaufelradbagger,

b) Flächenlader:

6. Kippenbagger (auch Absetzgerät genannt).

II. Chargen- oder Eingefäßbagger, sämtlich Punktlader.

A. Grobschäler.

a) von flacher Linie:

7. Eimerseilbagger
8. Schürfkübel oder Kabelbagger,

b) von steiler Linie:

9. Löffelbagger bei hohen Abträgen;

B. Großgefäßgraber.

10. Löffelbagger bei niedrigen Abtraghöhen (Abtraghöhe \approx Löffelhöhe)
11. Greifbagger.

In diese Einteilung haben wir die ganz kleinen Spezial-Grabmaschinen nicht eingegliedert, da wir diese für unsere Zwecke nicht benötigen. Die Eingliederung nach unseren Gesichtspunkten dürfte aber keine Schwierigkeiten bereiten.

Mit der soeben gebrachten Einteilung der Bagger ist es leicht, das richtige Baggergerät für einen konkreten Fall des Hydro-Erdbaus auszusuchen. Auch bietet es keine Schwierigkeiten, an Hand des Hinweises auf unsere besondere Vorrichtung im Aufsätze „Der Moorabtrag beim Bau von Schiffahrtskanälen“ (Bautechn. 1932, Heft 19) und der Vorrichtungen des Bergbaues für den Spülversatzeinbau geeignete Ladevorrichtungen für den Zusatz des Hochdruckwassers, seien es nun Trichter- oder Wannensformen, für die gewählten Bagger zu konstruieren. (Schluß folgt.)

dem Aufsätze den Ingenieuren der Licht- u. Kraft AG zugeschrieben. Dieser Bagger wurde jedoch zuerst, und zwar im Winter 1925/26, vom Verfasser entworfen und bedeutend später den Ingenieuren der Licht- u. Kraft AG flüchtig zugänglich gemacht. Deshalb wird in dem Aufsätze auch gar nicht der Erfindungsgedanke der „dreieckigen“ Eimerleiter offenbart. Dieser besteht nämlich darin, einen Eimerschwimmbagger als „Feinschäler“ zu erhalten, damit eine möglichst umfangreiche Vorzuerkleinerung erreicht und dadurch an Hochdruckzusatzwassermenge gespart wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Grundsätzliches über Bachdüker.

Von Regierungsbaumeister a. D. Johannes Uhl, Köslin.

Die Herstellung von Dükern bei Kanalbauten und Entwässerungsanlagen bildet eine der jüngsten Abteilungen des Tiefbaues, da die bauliche Ausbildung der Düker erst in diesem Jahrhundert in größerem Maße notwendig geworden ist. Bei den ersten Ausbildungen der Bachdüker hielt man sich naturgemäß an bestehende Vorbilder, wie sie in den Dükern der Kanalnetze der Stadtentwässerungen bereits ausgeführt waren. Bald jedoch bildete sich für Bachdüker ein besonderer Typ heraus.

Die hierzu nötigen Erfahrungen lassen sich bei der Bauausführung, bei der Beobachtung des Abfließvorganges während des Betriebes, besonders aber bei Instandsetzungen machen. Da es sich jedoch bei Bachdükern, wie schon erwähnt, ausschließlich um sehr junge Bauwerke handelt, die im allgemeinen noch wenig Beschädigungen zeigen, ist die Anzahl derer, die viele bereits im Betrieb gewesene Düker von innen zu Gesicht bekommen haben, nur gering.

Einige in den letzten Jahren erschienene Veröffentlichungen über neue Düker in der „Bautechnik“¹⁾ gaben mir die Anregung, Beobachtungen mitzutellen, die bei der Instandsetzung von Dükern unter dem Mittellandkanal im Bezirk des Wasserbauamtes Minden II gemacht wurden.

Die bauliche Ausbildung der Düker hat u. a. auf die Eigenschaften des durch das Bauwerk fließenden Wasserlaufes und auf die spätere Möglichkeit einer einfachen Instandsetzung Rücksicht zu nehmen. Von den Anlegern wird immer verlangt werden, daß der Querschnitt so groß bemessen wird, daß auch das HHW des Baches ohne erheblichen Aufstau durch den Düker geleitet werden kann. Eine allzu ängstliche Festsetzung der Höhe des zulässigen Aufstaus hat jedoch auch ihre Nachteile.

Jeder Wasserlauf führt seiner Schleppkraft entsprechend Sinkstoffe mit sich, und zwar bei jedem Wasserstande eine andere Menge. Da jedoch der Querschnitt für eine HHW-Wassermenge berechnet wird, die vielleicht nur alle 50 oder 100 Jahre einmal eintritt, so ist er für alle übrigen Wassermengen — praktisch also immer — mehr oder minder zu groß und dient daher als Sandfang. Die Folge davon ist, daß der Wasserlauf bereits kurz nach Inbetriebnahme des Dükers alle die Sinkstoffe ablagert, die die Schleppkraft innerhalb des Dükers nicht mehr weiter zu befördern imstande ist. Dieses Spiel dauert so lange, bis sich die Schleppkraft in dem von Ablagerungen freien Dükerquerschnitt der des übrigen Wasserlaufes angepaßt hat, d. h. es hört nie auf. Nach jedem Hochwasser sieht der von Sinkstoffen freie Querschnitt anders aus.

Legt man einen Düker trocken, so findet man regelmäßig, daß die Ablagerungen schichtweise wie eine Torte gelagert sind. Schichten ganz reinen, gewaschenen Sandes von etwa 5 bis 10 cm Dicke wechseln mit dünneren Schichten, die aus lehmigen oder tonigen Ablagerungen vermischt mit Laub und Resten von Wasserpflanzen bestehen. Es wurde öfter festgestellt, daß ein rd. 2 m hoher Querschnitt nur noch eine Durchflußöffnung von etwa 40 cm Höhe besaß.

Bei einem aus zwei gleich großen Querschnitten von etwa 2 m Höhe bestehenden Düker trat während der Instandsetzungsarbeiten, als gerade die eine Durchflußöffnung trockengelegt war, ein heftiges Sommerhochwasser infolge von heftigem Gewitterregen ein. Dabei wurde das Steigen des Wassers am Oberhaupt des Dükers und mehrere 100 m weiter flußaufwärts gemessen. Es zeigte sich nun folgendes: Der Wasserstand am Düker stieg zunächst bedeutend schneller an, weil der vorhandene lichte Durchflußquerschnitt genau wie in dem trockengelegten Rohr durch starke Ablagerungen sehr verengt war. Nach kurzer Zeit jedoch fiel der Wasserstand zusehends ab, während das Wasser an dem weiter oberhalb befindlichen Meßpunkte immer noch weiter anstieg. Da der eine der beiden Querschnitte für den Wasserabfluß ausschied, wurde in dem anderen eine derartig große Schleppkraft erzeugt, daß sie das zunächst nur noch wenig verunreinigt zufließende Wasser pechschwarz färbte und das aus den verwesenden Pflanzenresten erzeugte und in dem Schlamm aufgespeicherte Gas unter lebhaftem Geruch aus dem Düker trieb. Der Bach stellte sich also dauernd ohne besondere Anweisung den Querschnitt in dem Düker selber her, der seiner jeweiligen Schleppkraft angemessen ist.

Vergleichsweise sei erwähnt, daß es die Regel bildet, offene Wasserläufe in offenen Durchlässen im Querschnitt etwas zu verengen, damit sie sich selbsttätig von Zeit zu Zeit spülen.

Unter Berücksichtigung dieser Naturvorgänge ist auch der Wert und die Wirksamkeit der bisher noch manchen Dükern vorgeschalteten Sandfänge zu betrachten. Ein Sandfang in einem natürlichen Wasserlauf ist unter allen Umständen ein Fremdkörper, eine Naturwidrigkeit, deren Wirksamkeit der Bach auf dem schnellsten Wege zu beseitigen bestrebt sein wird. Entweder verursacht also die jedesmalige Wiederherstellung dieses unnatürlichen Zustandes dauernde, nicht unerhebliche Kosten für die Räumung des Sandfanges, oder die Wirksamkeit des Sandfanges ist bald nicht mehr vorhanden, und damit erscheint seine erstmalige Anlage als eine zwecklose Ausgabe.

Die Bachstrecke unterhalb eines Dükers mit Sandfang wird außerdem

durch Abbrüche beschädigt, weil das Wasser, dem seine Sinkstoffe durch den Sandfang entzogen sind, das natürliche Bestreben hat, den ihm geordneten Sinkstoffvorrat schleunigst wieder aufzufüllen.

Der Querschnitt des Dükers wird häufig so gewählt, daß er das größtmögliche Abführungsvermögen besitzt. Wenn das für HHW der Fall sein soll, dann ist der Kreis der günstigste Querschnitt. Will man jedoch auch für geringe Wassermengen einen günstigen Querschnitt haben, so benutzt man bei Kanalisationsleitungen das Ei-Profil. Will man dasselbe bei kleinen einrohrigen Bachdükern erreichen, dann müßte man ein umgekehrtes Ei-Profil benutzen, denn der Sand lagert sich unten ab, und der für den Durchfluß des Wassers verfügbare Querschnitt liegt in diesem Falle oben. — Dieser Querschnitt hat obendrein noch den Vorteil, daß die Höhe vergrößert wird. Für die Begehung eines Dükers bildet ein Rohr von 60 cm Durchm. die unterste Grenze. Instandsetzungsarbeiten in einem derart niedrigen Rohr sind aber schon sehr schwierig. Da würde eine Vergrößerung der Höhe auf Kosten der Breite bedeutende Bequemlichkeit mit sich bringen.

Mit Rücksicht auf die Erhaltung der Vorflut bei Instandsetzungsarbeiten sollte man größere Düker immer mindestens zweirohrig herstellen. Bei kleineren Dükern ist die Frage zu prüfen, ob das Wasser nicht durch den Nachbardüker geleitet werden kann. In diesem Falle müßte ein geeigneter Graben vorhanden sein, und Brückenrampen, die sonst den natürlichen Gefällknickpunkt für die Kanalseitengräben bilden würden, müßten einen Durchlaß erhalten. Andernfalls muß das Wasser aus dem Oberwasser in den Kanal und möglicherweise sogar aus dem Kanal wieder in das Unterwasser während der ganzen Zeit der Instandsetzung gepumpt werden.

Als sehr erwünscht wird bei Dükern eine Vorrichtung betrachtet, die es ermöglicht, den Düker zu spülen. Bei Besichtigungen oder Instandsetzungen kann dadurch die Zeit der Sperrung des Bauwerks bedeutend vermindert werden. Bei den vorherbeschriebenen Arbeiten dauerte es bis zu 14 Tage, bis alle Sinkstoffe aus dem Düker herausgekart waren, weil die Bodenmassen immer mehrmals aufgenommen werden müssen. Die einfachste Art der Spülung scheint mir darin zu liegen, daß man den Düker durch ein Schütz abschließt und das Wasser so lange aufstaut, bis sich die nötige Wassermenge und Druckhöhe zur Spülung eingestellt haben. Nötigenfalls kann man diesen Vorgang mehrmals hintereinander wiederholen. Diese Spülung ist zwar nicht selbsttätig und erfordert eine Bedienung, kann dafür aber im Gegensatz zur selbsttätigen Spülung jederzeit bewirkt werden, und der Einbau eines Spülschützes gleich beim Bau ist verhältnismäßig billig. Der Vorschlag setzt voraus, daß eine Verschlammung des Dükers gewöhnlich keine Nachteile mit sich bringt und daher ruhig in Kauf genommen werden kann bzw. muß, denn bei geringer werdender Wasserführung nach einem Hochwasser läßt sich das Absetzen von Sinkstoffen in dem Düker sowieso nicht mit Sicherheit vermeiden, und bei wachsender Wasserführung beseitigt der Bach von sich aus die ihm hinderlichen Ablagerungen, bis der für die jeweilige Abflußmenge erforderliche Gleichgewichtszustand eingetreten ist.

Die alten Düker unter dem Mittellandkanal sind massiv und bei großer Länge oft sehr dünn. Die Folge davon war, daß in ihnen sämtlich Risse auftraten. Genau wie bei langen Schleusen hat man dann auch bei Neubauten von Dükern Abhilfe dadurch geschaffen, daß man die Düker durch Dehnungsfugen in kleine Teile gliederte und die unvermeidlichen Spannungen an den Stellen sich auswirken ließ, wo man es beabsichtigt hatte, nämlich in den Fugen.

Man hat auch Düker aus kurzen Rohrstoßen in Eisen oder Schleuderbeton ausgeführt. Eine einwandfreie Instandsetzung dieser Düker, wenn sie etwa beschädigt sein sollten, ist jedoch ohne weiteres nicht möglich. Bachdüker pflegen immer tief im Grundwasser zu liegen. Bei beschädigten Dükern ist daher immer mit starkem Wasserandrang zu rechnen, der dauernd durch Pumpen beseitigt werden muß.

Jede Saugleitung endigt aber in einem Saugkorb mit Fußventil, der immer eine beträchtliche Höhe haben wird. Das Wasserbauamt hatte geradezu raffinierte Saugkörbe erfinden müssen, um ihre Höhe zu verringern und damit die Größe der Fläche zu steigern, die trocken gehalten und somit bearbeitet werden konnte. Waren jedoch Undichtigkeiten auf der Sohle, die beseitigt werden mußten, dann konnte man sich nicht anders helfen, als daß man an der tiefsten Stelle einen 20 bis 40 cm tiefen Pumpensumpf einstemmte, der später wieder sorgfältig beseitigt werden mußte, um die Sohle nicht dauernd übermäßig zu schwächen.

Bei dünnen Rohren oder bei Dükern aus Eisenbeton ist jedoch eine nachträgliche behelfmäßige Herstellung eines Pumpensumpfes nicht möglich. In diesem Falle muß ein besonderes, als Pumpensumpf ausgebildetes Rohrstück in den tiefsten Punkt des Dükers eingeschaltet werden. Andernfalls ist es unvermeidlich, daß das Wasser bei der im allgemeinen fast waagrecht liegenden Sohle in 10 bis 30 cm Höhe auf größere Längen hin stehenbleibt und die Instandsetzungsarbeiten erheblich erschwert oder ganz unmöglich macht.

¹⁾ S. Bautechn. 1931, Heft 5 u. 6; 1933, Heft 28 u. 31.

Alle Rechte vorbehalten.

Eingespannte Fachwerkbogen.

Von Dr.-Ing. H. Buchenau, Eckernförde.

Da die bekannten Formeln für eingespannte parabolische Bogen mit parallelen Gurtungen auf Bogen mit gespreizten Gurtungen nicht ohne weiteres übertragen werden können, soll im folgenden eine einfache angenäherte Berechnung¹⁾ für einige bei Entwurf und Vorberechnung besonders wichtige Belastungsfälle mitgeteilt werden. Von der angenäherten Ermittlung der Einflußlinien und der Kämpferdrucklinie soll hier der Kürze halber abgesehen werden, zumal sie wegen der dreifachen statischen Unbestimmtheit des Systems nur zur Kontrolle der genaueren Ermittlung in Betracht kommen kann.



Abb. 1.

1. Gleichmäßig verteilte Streckenlast q.

Werden die statisch nicht bestimmbar Größen nach Abb. 1 gewählt, so gelten nach Übergang zu unendlich kleinen Feldweiten mit den Bezeichnungen der Abb. 2 und mit

w', w'', w''' = elastische Gewichte in den einzelnen Gurtungspunkten,

M'_w, M''_w, M'''_w = Biegemomente des mit den entsprechenden elastischen Gewichten belasteten statisch bestimmten Hauptsystems

bekanntlich die Gleichungen:

$$(1) \quad c = \frac{\int_0^l w' y' dx}{\int_0^l w' dx}$$

sowie für gleichmäßig verteilte Belastung

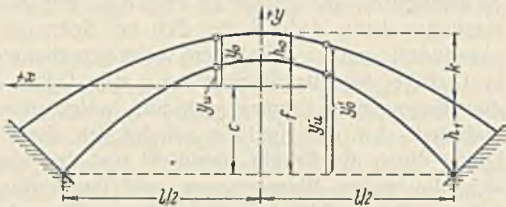


Abb. 2.

- a) und c) des ganzen Bogens,
- b) der linken (+) bzw. rechten (-) Bogenhälfte:

$$(2) \quad \left\{ \begin{aligned} a) \quad X' &= \frac{q \int_0^l M'_w dx}{\int_0^l w' dx} = \frac{q l^2}{8} \cdot v', \\ b) \quad X'' &= \pm \frac{q \int_0^l M''_w dx}{\int_0^l w'' x dx} = \pm \frac{q l}{8} \cdot v'', \\ c) \quad X''' &= \frac{q \int_0^l M'''_w dx}{\int_0^l w''' y dx} = \frac{q l^2}{8(f+k)} \cdot v'''. \end{aligned} \right.$$

Mit den bekannten Vereinfachungen der elastischen Gewichte durch geeignete Annahmen bezüglich der Querschnittsverhältnisse lassen sich c und die Koeffizienten $v', v'',$ und v''' durch Ausführung der Integrationen ermitteln als ziemlich verwickelte Funktionen der die Bogenform bestimmenden Argumente. Im Bereich $1 < \frac{h_1}{h_0} \leq 5$ können diese jedoch in guter Annäherung ersetzt werden durch die nebenstehenden einfachen Formeln.

Die angenäherte Formel für v''' wird in der Nähe der Verhältnisse $\frac{h_1}{h_0} = 1$ und $\frac{k}{f} = 1$ (d. h. für wenig gespreizte Bogen) besonders empfindlich gegen geringe Rechenschärfe. Dies entspricht dem Unbestimmtwerden der ihr zugrunde liegenden genauen Formel, deren Ergebnisse Abb. 3 veranschaulicht. Mit wachsendem Verhältnis $\frac{k}{f}$ drängen sich die Kurven v''' mehr und mehr in die Ecke hinein und entarten für $\frac{k}{f} = 1$ in die Senkrechte durch $\frac{h_1}{h_0} = 1$ (auf ihr liegen die Werte v'''

Gl.	Größe	Hauptsystem I		Hauptsystem II	
		Angenähert für gespreizte Gurtungen $1 < \frac{h_1}{h_0} \leq 5$	Genau für Parallelbogen $\frac{h_1}{h_0} = 1$	Angenähert für gespreizte Gurtungen $1 < \frac{h_1}{h_0} \leq 5$	Genau für Parallelbogen $\frac{h_1}{h_0} = 1$
(3)	c	$c_I = 0,98 \cdot \frac{1 + 0,75 \cdot \frac{h_0}{f} \cdot f}{1 + 0,50 \cdot \frac{h_0}{h_1} \cdot f}$	$\frac{2}{3} \cdot f + \frac{h}{2}$	$c_{II} = c_I$	
(4)	v'	$v'_I = \frac{\frac{h_1}{h_0} + 0,481}{\frac{h_1}{h_0} + 1,203}$	$\frac{2}{3}$	$v'_{II} = 1 - v'_I$	$\frac{1}{3}$
(5)	v''	$v''_I = \frac{\frac{h_1}{h_0} + 2,25}{\frac{h_1}{h_0} + 11,73}$	$\frac{1}{4}$	$v''_{II} = 1 - v''_I$	$\frac{3}{4}$
(6)	v'''	$v'''_I = \frac{1 - \frac{16,2}{\frac{h_1}{h_0} + 15}}{1 + \left(\frac{k}{f}\right)^2 - \frac{8,1}{\frac{h_1}{h_0} + 15}}$	$\frac{2}{1 + \frac{45}{16} \left(\frac{h}{f}\right)^2}$	$v'''_{II} = v'''_I$	

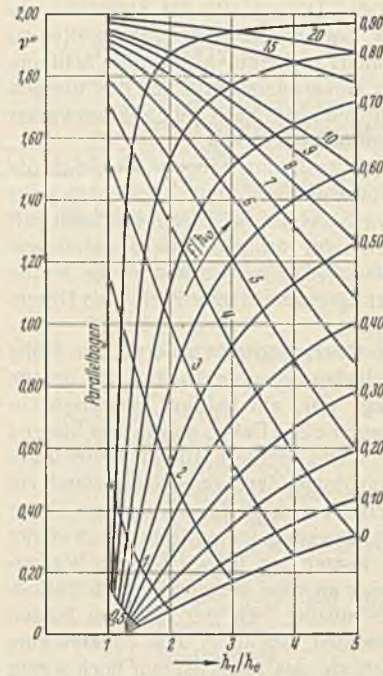


Abb. 3.

für den Parallelbogen) und die Waagerechte durch $v''' = 2$ (welcher Wert für $\frac{h_1}{h_0} = 1$ mit $\frac{k}{f} = \infty$ erreicht würde). Die Kurven

$$\frac{f}{h_0} = \frac{\frac{h_1}{h_0} - 1}{1 - \frac{k}{f}} = \text{konst.}$$

zeigen die Abnahme von v''' mit wachsendem $\frac{h_1}{h_0}$ und lassen erkennen, daß für $1 < \frac{h_1}{h_0} < 2$ die Werte von v''' auch durch lineare Interpolation zwischen den für den Parallelbogen und den für $\frac{h_1}{h_0} = 2$ geltenden bestimmt werden können, welches Verfahren in der Nähe von $\frac{h_1}{h_0} = 1$ auch für c, v' und v'' zweckmäßig ist.

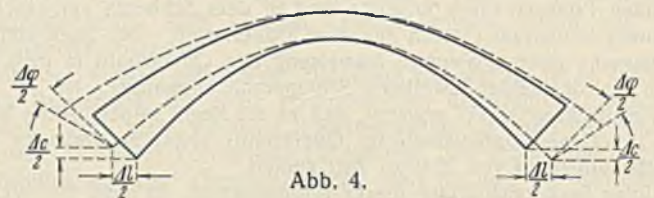


Abb. 4.

2. Temperaturänderung und Widerlagerverschiebungen.

Eine Temperaturänderung von $t^\circ \text{C}$ gegenüber der Aufstellungstemperatur hat bei symmetrischen Bogen auf X' geringen, auf X'' gar keinen, dagegen auf X''' beträchtlichen Einfluß. Mit

$$N''' = \frac{1}{l} \int_0^l w''' y dx$$

gilt bekanntlich für beide Hauptssysteme

$$(7) \quad X'_t = \frac{\epsilon E F_c t}{N'''}$$

¹⁾ Vgl. die dasselbe Ziel verfolgenden Abhandlungen des Verfassers: Fachwerk-Zweigenbogen, Bautechn. 1933, Heft 3, S. 47; Fachwerk-Zweigenrahmen, Bautechn. 1933, Heft 38, S. 520.

Die geschätzten oder gemessenen Verschiebungen Δl , Δc und $\Delta \varphi$ der Widerlager (vgl. Abb. 4) bewirken bekanntlich mit

$$N' = \frac{1}{l} \int_0^l w' dx \quad \text{und} \quad N'' = \frac{1}{l} \int_0^l x w'' dx$$

für beide Hauptssysteme

$$(8) \quad \Delta X' = \frac{\Delta \varphi}{l} \cdot \frac{EF_c}{N'}$$

$$(9) \quad \Delta X'' = \frac{\Delta c}{l} \cdot \frac{EF_c}{N''}$$

$$(10) \quad \Delta X''' = - \frac{c \cdot \Delta \varphi + \Delta l}{l} \cdot \frac{EF_c}{N'''}$$

Die unter den obenerwähnten Vereinfachungen durch Integration zu ermittelnden Nenner lassen sich im betrachteten Bereich $1 < \frac{h_1}{h_0} \leq 5$ in guter Annäherung durch die folgenden einfachen Formeln ersetzen:

Gl.	Größe	Angenähert für gespreizte Gurtungen $1 < \frac{h_1}{h_0} \leq 5$	Genau für Parallelbogen $\frac{h_1}{h_0} = 1$
(11)	N'	$\frac{1}{h_0^2} \cdot \frac{\frac{h_1}{h_0} + 7}{3 \cdot \frac{h_1}{h_0} + 1}$	$\frac{2}{h_0^2}$
(12)	N''	$\frac{l^2}{h_0^2} \cdot \frac{1,35}{\frac{h_1}{h_0} (\frac{h_1}{h_0} + 7,3)}$	$\frac{l^2}{6 h_0^2}$
(13)	N'''	$\frac{(1 + \frac{k}{f})^2}{(1 - \frac{k}{f})^2} \left[\frac{1 + (\frac{k}{f})^2}{(1 + \frac{k}{f})^2} - \frac{8,1}{\frac{h_1}{h_0} + 15} \right]$	$\frac{8}{45} \left(\frac{f}{h}\right)^3 + \frac{1}{2}$

Auch hier empfiehlt sich in der Nähe von $\frac{h_1}{h_0} = 1$ (besonders für N''') lineare Interpolation zwischen den für den Parallelbogen und den für $\frac{h_1}{h_0} = 2$ geltenden Werten.

Beispiel.

Das in Müller-Breslau, Graphische Statik II, S. 331 ff., ausführlich behandelte Beispiel (vgl. Abb. 5) soll im folgenden angenähert berechnet werden. In eckigen Klammern sind die a. a. O. nach dem üblichen Verfahren unter Vernachlässigung der Füllstäbe berechneten bzw. die durch Auswertung der dort mitgeteilten Einflußlinien und Tabellen zu berechnenden Werte beigelegt.

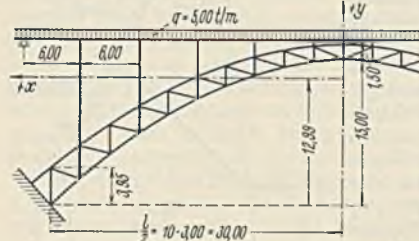


Abb. 5.

Hauptsystem I.

$$\frac{h_1}{h_0} = \frac{3,95}{1,50} = 2,630 \quad \frac{k}{f} = \frac{12,55}{15,00} = 0,837$$

$$c = 0,98 \cdot \frac{1 + 0,75 \cdot 0,10}{1 + 0,50 \cdot 0,38} \cdot 15,00 = 13,3 [12,99]$$

$$v' = \frac{2,630 + 0,481}{2,630 + 1,203} = 0,813$$

$$X' = \frac{5,0 \text{ t/m} \cdot 60,0^2 \text{ m}^2}{8} \cdot 0,813 = 1830 \text{ tm} [1820 \text{ tm}]$$

$$v'' = \frac{2,630 + 2,250}{2,630 + 11,730} = 0,34$$

$$X'' = \frac{5,0 \text{ t/m} \cdot 60 \text{ m}}{8} \cdot 0,34 = 12,75 \text{ t} [12,80 \text{ t}]$$

$$v''' = \frac{1 - \frac{16,2}{2,63 + 15}}{1 + 0,837^2} = \frac{8,1}{2,63 + 15} = 1,78$$

$$X''' = \frac{5,0 \text{ t/m} \cdot 60^2 \text{ m}^2}{8(15,00 + 12,55) \text{ m}} \cdot 1,78 = 145 \text{ t} [151 \text{ t}]$$

$$N' = \frac{1}{1,5^2} \cdot \frac{2,63 + 7}{3 \cdot 2,63 + 1} = 0,48 [0,49]$$

$$N'' = \frac{60,0^2}{1,5^2} \cdot \frac{1,35}{2,63(2,63 + 7,30)} = 82,7 [86,0]$$

$$N''' = \frac{(1 + 0,837)^2}{(1 - 0,837)^2} \left[\frac{1 + 0,837^2}{(1 + 0,837)^2} - \frac{8,1}{2,63 + 15} \right] = 5,81 [5,85]$$

Mit $\epsilon E = 250 \text{ t/m}^2$ folgt z. B.

$$X_t''' = \frac{250 F_c t}{5,81} = 43,0 F_c t [42,7 F_c t]$$

Ladestraßenkanten, Bahnsteigkanten und Grabenbefestigungen aus alten eisernen Eisenbahnschwellen.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Fahl, Salzwedel.

1. Ladestraßenkante.

Die in Abb. 1 dargestellte Ladestraßenkante besteht aus zwei übereinanderliegenden eisernen Schwellen, deren Enden zwischen Kopf und Fuß von senkrechten Schienenpfosten stecken. Die obere Schwelle ist zur Schaffung eines guten Halts für das Straßenpflaster mit Beton ausgefüllt. Die Schwellenkappen sind mit dem Schneidbrenner abgeschnitten.

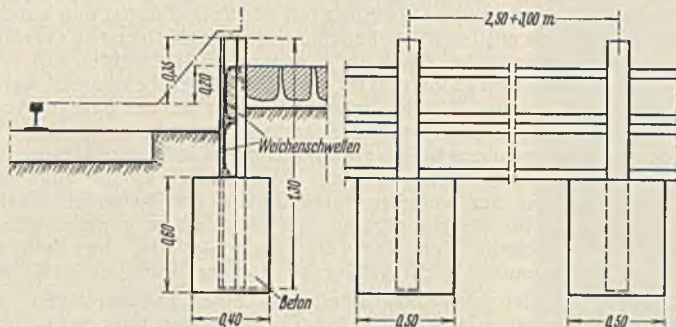


Abb. 1.

Die Bauart hat folgende Vorteile:

1. Große Haltbarkeit,
2. Billigkeit und einfache Ausführungsweise, da keine Schlosserarbeiten nötig sind und die Betonarbeiten auf das geringste Maß eingeschränkt sind,
3. leichten Umbau bei Bahnhofänderungen, indem die Schwellen nach oben herausgehoben und die Schienenpfosten mit den Betonfüßen zusammen umgesetzt werden. In dieser Bauweise sind seit dem Jahre 1931 zahlreiche Ladestraßenkanten ausgeführt worden, z. B. auf den Bahnhöfen Salzwedel, Pretzler, Kallehne und Lübbow.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 16, S. 234/235.

2. Bahnsteigkante.²⁾

Abb. 2 u. 3 zeigen eine niedrige Bahnsteigkante. Sie besteht aus zwei Schwellen a u. b und den sie stützenden Betonpfählen (Abb. 2).

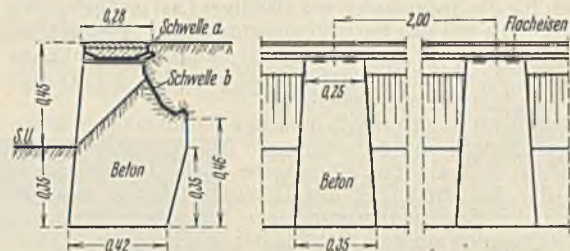


Abb. 2.

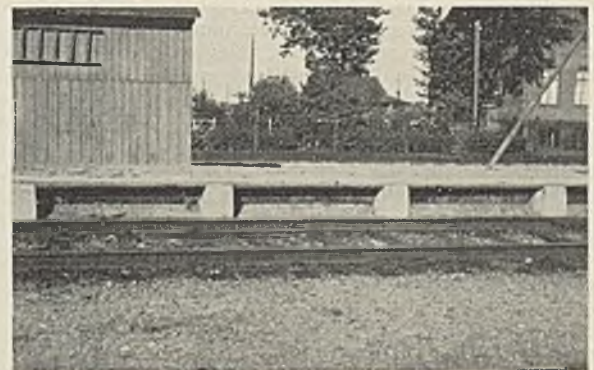


Abb. 3.

Die Schwelle a ist mit Beton ausgefüllt und ersetzt die massive Bordkante. Die oberste etwa 1 cm dicke Betonschicht wird zweckmäßig mit

²⁾ Vgl. Bautechn. 1928, Heft 48, S. 710/711; 1930, Heft 22, S. 333.

Zechit od. dgl. gehärtet, oder es wird an ihrer Stelle eine dünne Asphaltschicht aufgebracht. Die Schwelle b wirkt durch ihr Eigengewicht und durch die auf ihr ruhende Bodenlast dem Kippen der Konstruktion entgegen und verhindert das Durchfallen des Bodens des Bahnsteigs. Abb. 3 ist eine Ansicht von der Gleisseite. Abb. 4 zeigt eine Konstruktion mit größerer Bahnsteighöhe, etwa 60 cm über S.-O. Bei dieser sind statt der einen Schwelle b zwei Schwellen b_1 u. b_2 vorgesehen. In Abb. 2 wird das Kippen der Schwelle a nach links durch angeschweißte Flachisen verhindert, in Abb. 4 durch entsprechende Ausbildung des Kopfes der Betonpfeiler. Niedrige Bahnsteigkanten sind im Jahre 1933 auf den Bahnhöfen Soltendieck, Salzwedel und Siedenlangenbeck hergestellt. Die höhere Bahnsteigkante ist bisher nicht ausgeführt worden.

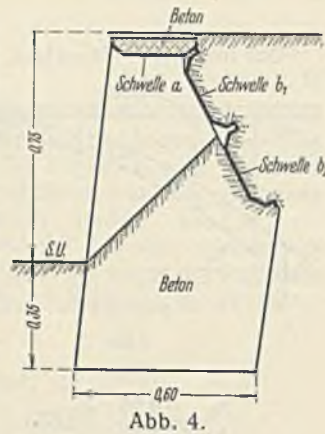


Abb. 4.

3. Grabenbefestigung.

Abb. 5 u. 6 zeigen eine Kastenrinne, die aus einer waagrecht liegenden Sohlenschwelle und zwei annähernd senkrecht stehenden Schwellen für die Seitenwände besteht. Die senkrechten Schwellen sind durch Steifen aus Siederrohren oder \square -Eisen von alten Wagenkasten gegeneinander abgesteift. Diese Rinne kann einen doppelten Zweck haben, nämlich die Abstützung von Gräben in Treibsand oder sonstigem rutschenden Boden und die Ersparnis an Breite und somit an Erdarbeiten bei tieferen Einschnitten. In dieser Bauweise sind im Jahre 1932 60 lfd. m auf dem Bahnhof Meßdorf und 750 lfd. m im Bahneinschnitt zwischen Kläden und Arendsee ausgeführt. Diese Rinne ist etwa 33 cm tief. Wo die Rinne tiefer sein muß, können die in der Bautechn. 1931, Heft 16, S. 234 unter 4. beschriebenen Bauarten angewendet werden. Es sind



Abb. 6.

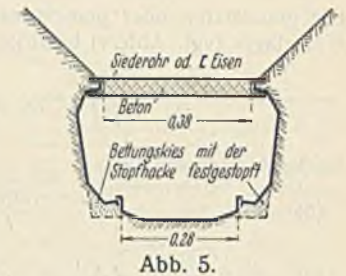


Abb. 5.

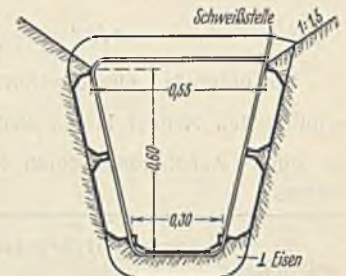


Abb. 7.

aber noch andere Varianten, z. B. die aus Abb. 7 ersichtliche bisher nicht ausgeführte Bauweise möglich. Bei dieser sind statt der in Abb. 9 des vorgenannten Aufsatzes dargestellten Bügel aus Eisenbahnschienen solche aus \perp -Eisen vorgesehen, die zu Vollrahmen gebogen und an den Enden zusammengeschweißt sind. Die Sohlenschwelle ist für guten Abfluß des Wassers und zur Erleichterung der Grabenräumung vorteilhaft. Wenn man Material sparen will, kann man sie auch fortlassen.

Neubearbeitung der Berechnungsgrundlagen für massive Brücken; Richtlinien für die Prüfung und Überwachung massiver Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurät Wedler, Berlin.

I.

Der Deutsche Normenausschuß hat soeben eine vom Ausschuß für Straßenbrücken bearbeitete Neufassung der Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 herausgegeben. Über die im Jahre 1930 erschienene erste Fassung ist an dieser Stelle senerzeit berichtet worden¹⁾. Die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken sind seit ihrer Einführung durch alle zuständigen Stellen bereits in großem Umfange und auch bei besonders bedeutenden massiven Brücken angewandt worden. Sie haben einige der größten Ausführungen der letzten Jahre überhaupt erst ermöglicht. Abgesehen von der Heraufsetzung der oberen Spannungsgrenzen hat sich für die Hauptträger weitgespannter Brücken der Umstand besonders vorteilhaft ausgewirkt, daß die Stoßwirkung der Verkehrslasten nunmehr durch Stoßzuschläge zu diesen Lasten berücksichtigt werden und nicht mehr wie in den Eisenbetonbestimmungen von 1925 durch Herabsetzung der auch für die Spannungen aus ständiger Last maßgebenden zulässigen Spannungen. Die mit den Berechnungsgrundlagen gesammelten Erfahrungen haben im ganzen die Zweckmäßigkeit der darin getroffenen Festsetzungen bestätigt. Zu einzelnen Punkten war allerdings der Wunsch auf Abänderung oder Ergänzung laut geworden.

Im allgemeinen empfiehlt es sich nicht, derartige Bestimmungen schon nach so kurzer Zeit zu ändern und zu ergänzen. Hier lag aber ein besonderer Anlaß insofern vor, als die Herausgabe und Einführung der neuen Fassung 1932 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, zu denen die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken im wesentlichen eine Ergänzung auf dem Gebiete des Brückenbaues bilden, es ohnehin erforderlich machte, die vielen Hinweise auf die Eisenbetonbestimmungen und manche Festsetzungen in den Berechnungsgrundlagen zu ändern, die zur größeren Klarheit aus den Eisenbetonbestimmungen von 1925 wiederholt oder im Auszuge in die Berechnungsgrundlagen übernommen worden waren. Es erschien zweckmäßig, gelegentlich dieser Arbeit auch den dringendsten Änderungs- und Ergänzungswünschen Rechnung zu tragen.

Auf Grund der inzwischen durchgeführten Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unterkonzentrierter Last nahe einem Auflager²⁾ ist bei der Berechnung der Platten auf Schub am Auflager neben der Verteilungsbreite $t + 2s$ auch der Wert $t + 5d$ zugelassen worden. Hierdurch fallen gewisse Schwierigkeiten bei der Schubsicherung der Platten weg.

Seit Herausgabe der Berechnungsgrundlagen im Jahre 1930 hat sich die wirtschaftlich mögliche Stützweite von Balken- und Rahmenbrücken unter Straßen und Straßenbahnen wesentlich vergrößert. Mit Rücksicht hierauf sind die Stoßzahlen für die Hauptträger dieser Brücken neu festgesetzt worden, und zwar mit der Stützweite abnehmend, weil der Einfluß der Stöße der Fahrzeuge mit dem bei größeren Stützweiten stark wachsenden Eigengewicht erheblich abnimmt. Bei Kragarmen und Auslegerbrücken war bisher im Stahlbrückenbau für die Wahl der Stoßzahlen die Entfernung der Auflagerpunkte des Kragträgers maßgebend. In den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken ist nunmehr festgesetzt, daß

hierfür die Stützweite desjenigen Feldes maßgebend ist, in das der Kragarm hineinragt; denn er wird ja nur durch Lasten beansprucht, die in diesem Felde stehen. Diese Änderung wird voraussichtlich demnächst auch in die Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) und für stählerne Straßenbrücken (DIN 1073) übernommen werden.

Die Grenze für die vereinfachte Berechnung der Eisenbetonfahrbahnplatten von massiven Brücken (§ 8,1) ist von 2,0 auf 2,5 m erweitert worden. Mit Rücksicht auf die sich immer mehr ausbreitende Anwendung und die wirtschaftliche Bedeutung von Eisenbetonfahrbahnplatten auf stählernen Brücken³⁾ sind hierfür Sonderbestimmungen eingefügt (§ 8,2). Von besonderen Festsetzungen über die Berechnung und Ausbildung von kreuzweise bewehrten Platten ist zunächst abgesehen worden. Von den möglichen Auflagerungsarten der Eisenbetonfahrbahnplatten wird die Auflagerung auf den Oberflanschen der Stahlträger ohne jede Einbettung der Träger in den Beton immer vorzuziehen sein. Müssen bei beschränkter Bauhöhe die Obergurte der Querträger einbetoniert werden, so ist für die Fahrbahnplatte ein besonderes Auflager, z. B. in Gestalt von besonderen parallel zur Plattenunterkante verlaufenden Winkeleisen zu schaffen. Dies ist auch erforderlich, wenn in der Rechnung angenommen wird, daß die Platte zwischen den Längsträgern gespannt ist.

Durch Änderung der Fassung des § 9,3 ist betont worden, daß der Nachweis der Knicksicherheit von Gewölben mit der Euler-Formel und unter Berücksichtigung eines mittleren Trägheitsmomentes ein Näherungsverfahren ist, das in geeigneten Fällen durch ein genaueres ersetzt werden darf. Aber auch dann darf für E kein größerer Wert als 210000 kg/cm² eingesetzt werden, weil derjenige Wert von E in Rechnung zu stellen ist, der dem im Augenblick des Ausknickens herrschenden Spannungszustand entspricht⁴⁾.

Als zulässige Spannung in Bewehrungsseisen aus St 52 wird entsprechend den neuen Eisenbetonbestimmungen der Wert von 1500 kg/cm² zugelassen. Um die Rissegefahr bei weitgespannten Balken und Rahmenbrücken zu vermindern, wird für die Hauptträger von mehr als 20 m Stützweite mit Plattenbalkenquerschnitt der Nachweis verlangt, daß die Betonzugspannung im Zustande I nicht größer als $\frac{1}{5}$ der Würfelzugfestigkeit $W_{b,28}$ ist. Hierdurch sollen die Konstrukteure zu einer zweckmäßigen Querschnittsausbildung veranlaßt werden. Von Festsetzungen über Bewehrungen mit besonders hoher Streckgrenze (z. B. Baustahlgewebe, Isteg-Stahl) ist abgesehen worden, weil die Frage der zulässigen Spannungen in solchen Bewehrungen besonders für dynamisch beanspruchte Bauteile, wie es die Brücken und besonders ihre Fahrbahnplatten sind, noch nicht genügend geklärt erschien. Es wäre erwünscht, wenn diese Frage vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton im Zusammenhang behandelt würde, mit dem Ziele, für alle derartige Bewehrungen eine allgemein gültige Regelung zu finden und die augenblicklich auf diesem Gebiete herrschende Unklarheit zu beseitigen.

Die Mindestfestigkeit für Beton ist von 150 auf 160 kg/cm² erhöht (§ 13,2) und so mit dem Werte in Übereinstimmung gebracht worden, der in den neuen Eisenbetonbestimmungen für den sogenannten Qualitätsbeton

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 46, S. 693 ff.

²⁾ Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Heft 73, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

³⁾ Vgl. auch Wedler, Eisenbetonfahrbahnplatten auf stählernen Brücken, Bautechn. 1933, Heft 16, S. 211 ff.

⁴⁾ Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Auflage, I. Bd., 1. Hälfte, S. 244 ff.

gefordert wird. In den Bedingungen für die besonders gute Ausführung (§ 14,1) ist die Forderung einer besonderen Zementfestigkeit in Anlehnung an die neuen Eisenbetonbestimmungen gestrichen und dafür die Forderung einer besonders sorgfältigen Bauüberwachung eingefügt worden.

In Tafel 6 sind bestimmte Werte für die zulässigen Pressungen in den Lagerfugen und Auflagersteinen bei Berücksichtigung der Haupt- und Zusatzkräfte eingesetzt und dafür die bisherige Festsetzung über die prozentuale Erhöhung der zulässigen Spannungen gestrichen worden. Die eingesetzten Werte werden bei nächster Gelegenheit wohl auch in die anderen einschlägigen Vorschriften (BE, DIN 1073) aufgenommen werden.

II.

Von der gleichen Bedeutung wie die sachgemäße Ausbildung und Berechnung ist die gewissenhafte Unterhaltung und Überwachung der massiven Brücken. Für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken hat der Ausschuß für Straßenbrücken in dem Normblatt DIN 1077, das im April d. J. erschienen ist, Richtlinien gegeben. Sie lehnen sich in der Fassung und Einteilung an die entsprechenden Richtlinien für stählerne Straßenbrücken DIN 1076 an und gelten nur für Brücken unter Straßen und Straßenbahnen. Für Brücken unter Eisenbahngleisen bestehen bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft seit Jahren bereits Vorschriften (BÜP). Wie DIN 1076 für stählerne Straßenbrücken, bezeichnet DIN 1077 für massive Straßenbrücken möglichst genau alle für die Überwachung und Prüfung erforderlichen Unterlagen und die bei der Prüfung zu beachtenden Gesichtspunkte. Für Brückenverzeichnis und Brückenbuch sind Vordrucke beigegeben.

Die Richtlinien weisen auch besonders auf die Bedeutung der Messungen an massiven Brücken hin, die zum ersten Male sofort nach Fertigstellung einer neuen Brücke durchgeführt und in angemessenen Abständen wiederholt werden sollten. Der Vergleich der einzelnen Messungen kann wertvolle Aufschlüsse über das Verhalten und die Sicherheit eines Brückenbauwerks geben. Bei besonders gearteten und bei gefährdeten Brücken können besonders eingehende Messungen notwendig oder zweckmäßig sein²⁾.

Besondere Schwierigkeiten bot die Beantwortung der Frage, welche Spannungen und Berechnungsverfahren beim Nachrechnen bestehender massiver Brücken zugrunde zu legen sind. Grundsätzlich sollen auch beim Nachrechnen die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 maßgebend sein, und zwar auch für Brücken, die vor Herausgabe dieses Normblattes erbaut sind. Bei diesen sollen als zulässige Spannungen die in DIN 1075 angegebenen niedrigsten Werte gelten (unter α in Tafel 3 und 4). In der Mehrzahl der Fälle sind bei den früher erbauten Brücken keine höheren Spannungen zugelassen worden, auch wenn man beim Vergleich die Einführung der Stoßzahlen durch DIN 1075 berücksichtigt.

Bei gewissen Brücken, besonders bei solchen mit rahmen- und bogenartigen Hauptträgern sind allerdings auch in früherer Zeit schon höhere Spannungen zugelassen worden, z. B. auf Grund der Eisenbetonbestimmungen von 1916 und 1925. Für diese Fälle gibt das Normblatt DIN 1077 Richtlinien für die beim Nachrechnen zugrunde zu legenden zulässigen Spannungen. Diese Richtlinien behandeln auch die schwierige Frage der Schubsicherheit älterer Eisenbetonbrücken. Ergibt die Nachrechnung, daß in der vor-

²⁾ Wertvolle Anhalte für die hierbei zu beachtenden Punkte gibt Reisinger im Bauing. 1933, Heft 7/8, S. 108.

handenen und nach DIN 1075 § 15 untersuchten Schubbewehrung die hierfür auf 1400 kg/cm² erhöhte zulässige Eisenspannung überschritten wird, so sind aus diesem Grunde Fahrbeschränkungen und bauliche Maßnahmen nicht erforderlich, solange sich keine Schrägrisse im Beton zeigen (§ 4, 2b). Bei Gewölben aus unbewehrtem Beton braucht der Einfluß des Schwindens beim Nachrechnen nur durch die Annahme eines Temperaturabfalls von 15° berücksichtigt zu werden. Gewölbe aus Quadermauerwerk dürfen nach dem Stützlinienverfahren untersucht werden. Dieses Verfahren wird man auch vielfach bei gerissenen Beton- und Eisenbetongewölben anwenden müssen, um die erforderliche Fahrbeschränkung zu ermitteln.

Bei der großen Mannigfaltigkeit der massiven Straßenbrücken konnte in den Richtlinien nicht jeder Sonderfall erschöpfend erfaßt werden. Man hat sich vielmehr mit voller Absicht darauf beschränkt, nur die Regelfälle und die dabei zu beachtenden Punkte eingehender zu behandeln. Die Entscheidung über Sonderfälle mußte den Nächstverantwortlichen überlassen werden, die allein in der Lage sind, dabei den baulichen Zustand der Brücke und die oft bedeutsamen besonderen örtlichen Verhältnisse richtig zu bewerten.

Die Beantwortung der Frage, welche Folgerungen aus den Ergebnissen der Nachrechnung bestehender massiver Brücken zu ziehen und welche Fahrbeschränkungen etwa erforderlich sind, muß bei massiven Brücken in jedem Falle den jeweils dafür Verantwortlichen überlassen werden. Bei der Entscheidung hierüber muß in ganz besonderem Maße der Unterhaltungszustand und die bauliche Ausbildung der betreffenden Brücke berücksichtigt werden. Es ist im Normblatt ausdrücklich vorgesehen (§ 4, 1), daß hierbei von den Festsetzungen der Berechnungsgrundlagen DIN 1075, die in erster Linie für neu zu erbauende Brücken gedacht sind und hierfür mit Recht hohe Anforderungen stellen, abgewichen werden kann, unter der Bedingung, daß solche Brücken dauernd besonders sorgfältig überwacht werden, und daß die jeweils zuständige höhere Stelle den Abweichungen zustimmt. Die Berechtigung, von den Richtlinien des Normblattes DIN 1077 und den Festsetzungen des Normblattes DIN 1075 abzuweichen, dürfte unter Umständen dann gegeben sein, wenn nach dem Ergebnis der Nachrechnung unter Zugrundelegung der tatsächlich verkehrenden Lasten eine Fahrbeschränkung notwendig sein würde, während das Bauwerk unter der Einwirkung dieser Lasten keinerlei Schäden und Mängel zeigt.

Außer den vorstehend besprochenen Normblättern sind inzwischen Normen für die Breiten von Feldwegebrücken (DIN 1182) und für die Belastungsannahmen von Feldwegebrücken bis zu 12 m Stützweite (DIN 1183) durch den Deutschen Ausschuß für Kulturbauwesen unter kritischer Beteiligung des Ausschusses für Straßenbrücken herausgegeben worden.

Der Ausschuß für Straßenbrücken bearbeitet zur Zeit Grundsätze für die bauliche Ausbildung gelenkter stählerner Straßenbrücken, für die ein eingehender Entwurf vorliegt. Angeregt ist die Aufstellung von Richtlinien für die Überwachung und Prüfung hölzerner Brücken. Die bevorstehende Neuauflage der Berechnungsgrundlagen stählerner Eisenbahnbrücken (BE) wird voraussichtlich eine nochmalige Überarbeitung der Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken DIN 1073 notwendig machen.

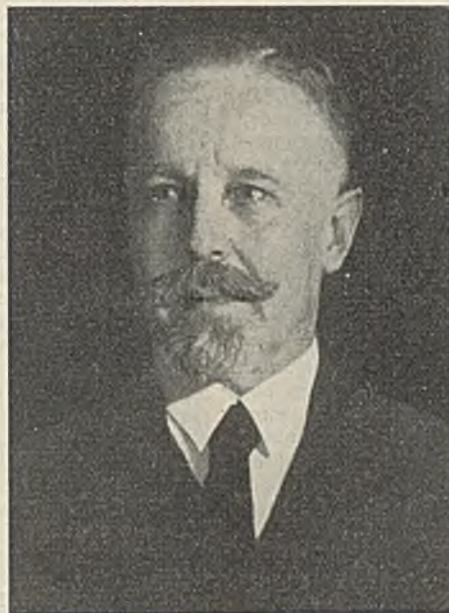
Nach Abschluß dieser Arbeit würde es im Interesse einer ruhigen Entwicklung und einer vollen Auswirkung der durch die Herausgabe der Straßenbrückennormen eingeleiteten Vereinheitlichung auf dem Gebiete des Straßenbrückenbaues dringend erwünscht sein, daß während eines recht langen Zeitraumes von Änderungen der Normblätter abgesehen werden könnte.

Wilhelm Soldan †.

In der Nacht vom 1. zum 2. November ist der Ministerialrat im Preußischen Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten und Leiter der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements, Geh. Baurat Dr.-Ing. e. h. r. Wilhelm Soldan in Berlin-Steglitz von uns geschieden. Nach wochenlanger Erkrankung hatte er am 30. Oktober seinen Dienst wieder aufgenommen und bis zum Abend des 1. November versehen. Der Tod hat ihn unerwartet und mitten aus seiner Arbeit herausgerissen.

Wilhelm Soldan war am 15. Februar 1872 in Groß-Umstadt (Hessen) geboren. Schon früh zeigte sich bei ihm die Neigung, die Vorgänge in der Natur zu beobachten, und eine Vorliebe zur Mathematik, Botanik, Mineralogie und anderen Naturwissenschaften. Nachdem er 1890 am Realgymnasium in Darmstadt die Reifeprüfung abgelegt hatte, studierte er an den Technischen Hochschulen Darmstadt und Berlin, wo er im Herbst 1894 die erste Hauptprüfung für das Ingenieurfach bestand. Während seiner Studienzzeit wie auch im späteren Leben hat Soldan sich viel mit Geschichte, Archäologie und Philosophie befaßt.

Als Regierungsbauführer war er bei der Königlichen Kanalkommission in Münster, bei der Bauleitung für das Henrichenburger Hebewerk, beim Wasserbauamt in Berlin und bei der Königlichen Ministerialkommission tätig. Im Juni 1899 legte Soldan die zweite Hauptprüfung für das Wasserbaufach ab und wurde der Weserstrombauverwaltung in Hannover als Hilfsarbeiter überwiesen. Die ihm dort übertragenen Arbeiten entsprachen so recht seiner Neigung. Ihm lagen die hydrometrischen und hydrologischen Arbeiten an der Weser ob, ferner



hatte er die der Zweigstelle Hannover des „Wasserausschusses“ übertragenen Aufgaben und einen allgemeinen Hochwasserregulierungsentwurf für die Weser zu bearbeiten.

Infolge seiner hervorragenden Leistungen wurde Soldan im Juni 1906 zum Vorstände des Bauamts für die Waldecker Talsperre berufen. Für die vielseitigen Aufgaben dieser Talsperre gab es damals keine Vorbilder. Die Formgebung der Sperrmauer, die Betriebspläne für die Talsperre, überhaupt der ganze Entwurf war Soldans eigenstes Werk. Was er damals geschaffen hatte, war zum großen Teile von grundlegender Bedeutung für die weitere Entwicklung des Talsperrenbaues. Bei der Bauausführung der Talsperre bewies er auch seinen richtigen Blick für die Praxis.

Im Oktober 1913 wurde Soldan nach Hann.-Münden als Vorstand des Neubauamts für die Umgestaltung der Stauanlagen bei Hann.-Münden versetzt. Im März 1914 erhielt er seine Ernennung zum Regierungs- u. Baurat. Der Ausbruch des Krieges setzte seiner Tätigkeit für die Stauanlage bei Hann.-Münden ein Ende. Bis 1917 war er Vorstand des Militärwasserbauamts in Huy in Belgien, wo ihm die Verwaltung der belgischen Maas oblag.

So vorbereitet, erschien Soldan als der gegebene Nachfolger des in den Ruhestand getretenen ersten Leiters der Landesanstalt für Gewässerkunde, Wirklichen Geheimen Oberbaurats Dr.-Ing. Keller. Am 1. Februar 1917 wurde er in das Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen und unter Beförderung zum Geheimen Baurat im Juli 1917 endgültig zum Leiter der Landesanstalt für Gewässerkunde und zum Vortragenden Rat ernannt. 1928 wurde mit der Landesanstalt das Büro

für die Hauptnivelements und Wasserstandsbeobachtungen vereinigt. Mit erstaunlicher Arbeitskraft und Arbeitsfreude hat Soldan die Anstalt geleitet. Sein umfassender Blick auf allen Gebieten, die Beherrschung großer Teile der Naturwissenschaften und der Mathematik, seine Befähigung, die Dinge nach ihrem natürlichen Verlauf zu beurteilen, seine praktischen Erfahrungen, seine schnelle Auffassungsgabe, sein sicherer Blick für das praktisch Notwendige und Mögliche haben ihn zu einem anerkannten Führer auf dem weiten Gebiete der Wasserwirtschaft, der Gewässerkunde und des gesamten Wasserbauwesens gemacht.

Soldan hat sich nicht mit der wissenschaftlichen Tätigkeit begnügt; sein Blick war immer wieder auf die praktische Anwendung dessen, was er in mühsamer Forschungsarbeit ergründet hatte, gerichtet. Bewunderungswürdig war es, wie er eine Aufgabe anfaßte und wie er von vornherein den Weg einschlug, der zur einfachsten und natürlichsten Lösung führte. Gern wurde sein Rat gehört. In letzter Zeit gab es fast kein größeres wasserwirtschaftliches Unternehmen in Preußen, das er nicht in irgendeiner Weise gefördert hätte.

Seine Veröffentlichungen und Gutachten, in denen er seine Untersuchungen und Erfahrungen niedergelegt hat, sind in einer vorbildlichen, klaren und einfachen Sprache geschrieben. Er war auch Hauptschriftleiter

der „Deutschen Wasserwirtschaft“. Bei der Aufstellung der neuen „Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren“ hat Soldan im Talsperrenausschuß des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes mitgewirkt. Zahlreichen anderen Verbänden und Instituten hat er seine Mitarbeit gewidmet.

Sein Ruf als Gelehrter und praktischer Wasserbaufachmann reicht weit über die Grenzen unseres Vaterlandes hinaus. An zahlreichen internationalen Verhandlungen und Tagungen hat er teilgenommen, so noch im September d. J. an der Hydrologischen Konferenz der Baltischen Staaten in Leningrad.

Soldans Verdienste fanden ihre Anerkennung in der Verleihung der Würde des Doktor-Ingenieurs ehrenhalber durch die Technische Hochschule Darmstadt und in seiner Ernennung zum Mitgliede der Akademie des Bauwesens.

Seinen Mitarbeitern und Untergebenen war Soldan ein Vorbild treuer Pflichterfüllung und Gewissenhaftigkeit, aber auch ein Berater und hilfsbereiter Freund. Er war ein vorbildlicher Beamter aus der alten preußischen Schule, einfach in seinem Leben. Mit ihm ist ein Denker und ein Könnler, ein unermüdlicher Arbeiter voll Schaffenskraft und nimmer rastendem Geiste heimgegangen.

Berlin, den 6. November 1933.

O. Lange.

Vermischtes.

Hugo Kulka †. Am 12. Oktober ist Prof. Dr.-Ing. Hugo Kulka nach einer Operation, von der er Heilung von einem schweren Leiden erhoffte, gestorben. Die technischen Wissenschaften, im besonderen die Brückenbauwissenschaft und der Eisenwasserbau haben durch seinen Tod einen schweren, kaum zu ersetzenden Verlust erlitten. Kulka war ein philosophisch, mathematisch und künstlerisch veranlagter Kopf, er verfügte über eine umfassende allgemeine Bildung. Er war ein Freund der Malerei und schuf selbst schöne Landschaftsbilder. Er liebte die Astronomie; am Tegernsee hatte er sich eine schöne Sternwarte erbaut. Wie oft hat er dort in klaren Nächten die Geheimnisse der Sternwelt beobachtet und diese reine Freude mit Freunden geteilt. Man muß dies alles wissen, um seine hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete der Theorie und der Praxis des Eisenwasserbaues und des Stahlbrückenbaues voll würdigen zu können. Er las an der Technischen Hochschule Hannover über die Theorie und die Praxis dieser beiden großen Gebiete. Aus seiner Feder stammt das vorzügliche, in der ganzen Welt bekannte und anerkannte Buch „Der Eisenwasserbau“. Als Direktor der Stahlbauanstalt Louis Eilers, Hannover, schuf er im In- und Auslande große, technisch hervorragende Stahlbrücken, die sicher auch den Anspruch auf Kunstwerke erheben dürfen. Es seien nur die Lidingsö-Brücke bei Stockholm und die kürzlich vollendete Elbebrücke bei Tangermünde erwähnt. Er arbeitete zusammen mit der Deutschen Reichsbahn auf dem schwierigen Gebiete der Schwingungen der Brücken und erfand selbst ein sinnreiches optisches Gerät zur Aufzeichnung schwingender Durchbiegungen der Brücken. Im Mai d. J. vollendete er erst sein 50. Lebensjahr. Der Tod setzte seinem arbeits- und erfolgreichen Leben ein zu frühes Ende; zu früh für die Wissenschaft, die noch manche neue Errungenschaft von ihm erhoffte, zu früh für die, denen er ein treuer Freund war, und vor allem für seine Familie, mit der er in seltener Harmonie verbunden war.

Geheimrat Th. Freytag †. In München ist, wie wir der Voss. Ztg. vom 5. November 1933 entnehmen, der frühere Vorstand der Obersten Baubehörde im bayerischen Innenministerium, Geheimrat Theodor Freytag, im Alter von 68 Jahren aus dem Leben geschieden. Er war 1893 mit dem Bau der Kesselbergstraße, die bekanntlich vom Kochelsee zum Walchensee führt, betraut worden und hat auch den Entwurf für das Walchensee-Kraftwerk ausgearbeitet und sich durch viele Fluß- und Brückenbauten einen Namen gemacht.

Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. Gelegentlich der diesjährigen Hauptversammlung findet am Mittwoch, dem 6. Dezember 1933, 17 Uhr pünktl., im Großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Hermann-Göring-Str. 27, ein Vortragsabend statt. Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Heiser, Schleswig, wird über Landgewinnungsarbeiten an der Nordseeküste, eine wichtige Maßnahme für Arbeitsbeschaffung, sprechen. Eintritt für jedermann frei!

Die 22. Verbandsversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik fand am 24. u. 25. Oktober 1933 unter dem Vorsitz von Prof. Dr. Goerens bei zahlreicher Beteiligung und in Anwesenheit von Vertretern der Reichs- und Staatsbehörden in Essen statt. Der Präsident der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt, Prof. Dr. Stark, sprach über die Zukunft der deutschen Forschung und des deutschen Materialprüfungswesens. Er führte aus, daß bei dem bevorstehenden Neubau der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt eine gute Gelegenheit geboten sei, die deutsche Stoffforschung auf neue Grundlagen zu stellen. Zu erwarten sei demnächst die Durchführung einer Reichsreform, bei der auch die kulturellen Fragen neugeregelt werden würden. Es sei deshalb an der Zeit, daß die führenden Männer zusammenkämen, um über die künftigen Organisations- und Arbeitsformen zu beraten. Nach seiner Ansicht käme eine Verreichlichung und Vereinheitlichung in Frage, die aber nicht das Eigenleben der Länderanstalten zerstören und in Bürokratismus ausarten solle, sondern dazu führen müsse, daß die Sonderaufgaben der einzelnen Anstalten besonders gepflegt und gefördert werden. Eine leitende, zentrale Stelle müsse jedoch für die Verteilung der Aufgaben sorgen.

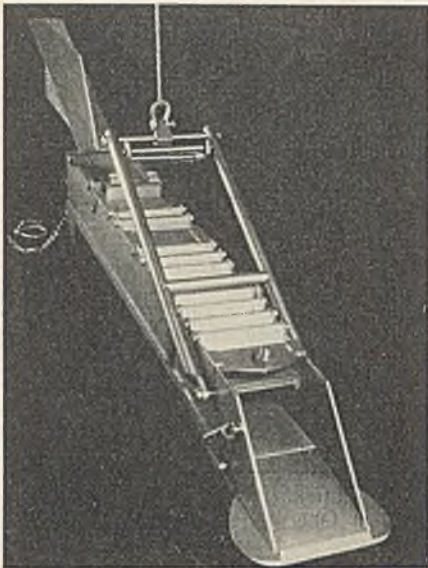
Darauf behandelte Prof. Dr. Körber, Düsseldorf, zum Thema „Werkstoffprüfung und Erfahrung“ die Frage, wie die Praxis den größtmöglichen Nutzen aus der Arbeit des Materialprüfers schöpfen könne. Dies Ziel ist nur durch engste Zusammenarbeit zwischen Werkstoff-Fachmann, Konstrukteur und Betriebsingenieur zu erreichen.

Den Hauptvortrag hielt Dr.-Ing. Mailänder, Essen, über „Die neueren Ergebnisse der Werkstoffprüfung und ihre Anwendbarkeit“. Eine besonders wichtige Eigenschaft der Werkstoffe ist ihre Dauerfestigkeit. Es hat sich gezeigt, daß die Haltbarkeit der Konstruktionsteile von der Beschaffenheit der Oberfläche und von ihrer Form abhängt. Die Frage der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf größere Stücke ist noch nicht geklärt. Der Vortragende erläuterte, inwieweit die Versuchsergebnisse nur Annäherungswerte ergeben, daß Eigenspannungen sinngemäß zu bewerten sind, welchen Einfluß die Guß-, Walz- oder Schmiedehaut und Oberflächenverletzungen haben. Er wies auf Spannungserhöhungen an Kerben, Bohrungen, Querschnittsübergängen hin, auf die zweckmäßigen Formen bei Schweißverbindungen und die Bedeutung von Korrosionen.

Zur Frage des Einflusses mehrachsiger Spannungszustände auf das Formänderungsvermögen metallischer Werkstoffe trug der Vorstand der Materialprüfungsanstalt an der T. H. Stuttgart, Prof. Dr. Siebel, anschauliches Material vor. Erwähnt seien Versuche an rohrförmigen Probekörpern, bei denen das Formänderungsvermögen metallischer Werkstoffe bei mehrachsigen Zugbeanspruchungen auf einen Bruchteil des beim normalen Zugversuch ermittelten Wertes absinken kann.

Die Nachmittagsvorträge waren der Röntgentechnik gewidmet, die immer weiteren Eingang in die Materialprüfung findet. Privatdozent Dr. Dehlinger, der für den verhinderten Prof. Dr. Glocker eingesprungen war, behandelte die Erforschung der Kristallstrukturen mit Hilfe der Röntgenstrahleninterferenzen. Die Untersuchungen geben Einblick in die inneren Vorgänge bei metallischen Umwandlungen und bei der Verformung von Metalleinkristallen. — Dr. Berthold, Berlin-Dahlem, gab einen Überblick über die zahlreichen Anwendungsweisen und Hilfsmittel der technischen Röntgendurchstrahlung. Gegossene und verformte Werkstücke, Werkstückverbindungen, Beton und keramische Massen werden mit Erfolg untersucht. Die Prüfungen brauchen nicht im Laboratorium ausgeführt zu werden, da es bereits betriebsichere transportable Anlagen gibt. — Aus dem abschließenden Vortrage von Prof. Dr. Wever, Düsseldorf, sind besonders die Ausführungen über die Deutung des Stahlhärtungsvorganges und der Duraluminvergütung, sowie die Darstellung der neueren Untersuchungen über den Nachweis von Eigenspannungen zu erwähnen.

Ein Gerät zur unmittelbaren Sandwanderungsmessung auf dem Meeresboden. Für die strombaulichen Arbeiten im Meere genügt es in vielen Fällen nicht, sich auf die Messung der Strömungen zu beschränken, weil diese allein sehr oft keinen genügenden Aufschluß über die Sandwanderung auf dem Meeresboden geben können. Aber gerade diese ist in der Regel ausschlaggebend für die baulichen Maßnahmen zur Schaffung oder Erhaltung eines Fahrwassers im Seegebiet. Es ist eine bekannte Tatsache, daß die strombaulichen Arbeiten dann den besten Erfolg aufweisen, wenn sie so angesetzt werden, daß sie die von Natur aus gegebenen Veränderungen für die beabsichtigten Zwecke möglichst ausnutzen bzw. unterstützen. Bauliche Maßnahmen, die im krassen Widerspruch zu der natürlichen Entwicklung stehen, werden nur in vereinzelten Fällen Aussicht auf einen Dauererfolg haben. Dieses gilt in besonderem Maße für die heute im Arbeitsbeschaffungsprogramm vielfach erörterten oder in Aussicht genommenen Landgewinnungsarbeiten an der deutschen Nordsee und Ostseeküste. Hier taucht immer wieder die Frage nach der Größe und Richtung der Sandwanderung auf, und in den meisten Fällen ist man heute noch auf rohe Schätzungen angewiesen. Sollen derartige Bauten nicht zu empfindlichen Fehlerfolgen führen, dann sind sorgfältige wissenschaftliche Voruntersuchungen erforderlich, die sich vor allem auf die Erforschung der Strömungen, Wasserstandsbedingungen und nicht zuletzt auf die unmittelbare Sandwanderungsmessung zu erstrecken haben.



Die „Sandfalle“.

Für die Erforschung der Strömungen gibt es heute eine ganze Reihe einwandfrei arbeitender Geräte, die allgemein bekannt sind und daher hier nicht näher besprochen zu werden brauchen¹⁾. Auch für die unmittelbare Messung der Sandwanderung gibt es schon seit einer Reihe von Jahren brauchbare Geräte (Geschlebefänger²⁾). Allerdings eignen sich diese nur für Messungen in Gewässern mit einem sehr groben Wandermaterial. Derartige Geschlebefänger bestehen in der Hauptsache aus einem Fangkasten mit Wänden aus Maschendraht, dessen Maschenweite sich nach dem noch zu fangenden feinsten Material richtet. Der Geschlebefänger von Ehrenberger z. B. besitzt eine Maschenweite von 4,5 mm;

alles Material, das also im Durchmesser kleiner als 4,5 mm ist, wird von diesem Gerät nicht mehr gefangen. In der Nordsee wie auch in der Ostsee ist das Wandermaterial aber sehr viel feiner. Der Boden dieser Meere besteht nach den Untersuchungen von Pratje³⁾ u. a. in seiner Hauptmasse aus einem Sand von 1 mm Korndurchmesser und weniger. Man müßte, um dieses feinkörnige Material noch fangen zu können, ein sehr feinmaschiges Drahtgewebe anwenden, das sich aber wegen seiner Empfindlichkeit und seiner Stauwirkung im strömenden Wasser für die Praxis nicht eignet.

Für die Sandwanderungsuntersuchungen im Rahmen der Jade-Korrektionsarbeiten wurde daher ein neuartiger Sandfänger nach einem Vorschlage von Geheimrat M. Möller, Braunschweig, entwickelt und gebaut. Dieses Gerät, die „Sandfalle“, ist eingehenden Untersuchungen in der Wasserbau-Versuchsanstalt der Marinewerft in Wilhelmshaven und praktischen Erprobungen im Seegebiet der Jade unterworfen worden und seit etwa drei Jahren im praktischen Gebrauch. Eine eingehende Beschreibung der „Sandfalle“, ihrer Arbeitsweise und einiger Meßergebnisse findet sich in den Veröffentlichungen des Instituts für Meereskunde⁴⁾.

Der Bau und die Arbeitsweise der „Sandfalle“⁵⁾ sind kurz folgende. Das Gerät (s. Abb.) besteht aus einem etwa 1 m langen Kasten aus Messingblech, der vorn offen und auf seiner Decke mit einer Reihe durch Klappen verschließbarer Schlitze versehen ist. Es wird von Bord des vor Anker liegenden Meßschiffes aus ins Wasser versenkt, wobei es sich selbsttätig durch die am Kastenende befindlichen Ruderbleche in die Strömungsrichtung einsteuert. Setzt sich das Gerät auf den Meeresboden auf, dann beginnt die im Mittel 5 min dauernde Messung. Das strömende Wasser mit dem mitgeführten Wandermaterial (Sand, Muschel- und Schneckengehäusen, Muschelbruchstücken, Darg- und Holzstückchen usw.) tritt vorn in den Fangkasten ein. Innerhalb des Kastens wird nun dem Wasser allmählich seine Schleppekraft durch Herabsetzung der Strömungsgeschwindigkeit entzogen. Dies geschieht auf zweierlei Weise:

1. ist die Eintrittsfläche, die dem einströmenden Wasser zur Verfügung steht, kleiner als die Summe der Austrittsflächen; das Wasser kann also mit einer geringeren Strömungsgeschwindigkeit wieder aus dem Kasten heraustreten,
2. sind die Schlitzöffnungen auf der Kastendecke so angeordnet, daß die dem ausströmenden Wasser zur Verfügung stehende Fläche nach dem Kastenende zu stetig kleiner wird.

Entsprechend der Stromgeschwindigkeitsabnahme setzt sich auch das Wandermaterial im Fangkasten ab; vorn im Kasten bleibt das gröbste Material liegen, und ganz hinten, wo die Stromgeschwindigkeit nur noch sehr gering ist, setzt sich das Feinste des Wandermaterials ab. Nach beendeter Messung wird die „Sandfalle“ wieder an Bord gehoben, wobei die Klappenschlitze und auch die Eintrittsöffnung durch eine selbsttätig arbeitende Vorrichtung verschlossen werden, und zwar bevor das Gerät vom Meeresboden abgehoben wird. Hierdurch wird verhindert, daß das gefangene Material beim Anbordziehen nicht wieder aus der „Sandfalle“ herausgespült wird. Das gefangene Material wird an Bord der „Sandfalle“ entnommen, in Gläser gefüllt und später auf seine Menge, Zusammen-

¹⁾ Kähler, Elektrisch registrierender Strommesser nach Rauschelbach zur Stromrichtungs- und Geschwindigkeitsbestimmung, Bautechn. 1930, Heft 35. — Lüders, Eichung des Richtungsanzeigers in einem Schwimmflügel für Strommessungen im Tidengebiet, Bautechn. 1932, Hefte 6 u. 9.

²⁾ Ehrenberger, Geschlebemessungen an Flüssen mittels Auffanggeräten und Modellversuche mit letzteren, Ww. 1932, Hefte 33 u. 36.

³⁾ Pratje, Die Sedimente der Deutschen Bucht, Wiss. Meeresuntersuchungen, Abtlg. Helgoland, N. F., Bd. 18, 1931.

⁴⁾ Lüders, Unmittelbare Sandwanderungsmessung auf dem Meeresboden, Veröffentl. des Instituts für Meereskunde, N. F., Reihe A, Heft 24, 1933.

⁵⁾ Hersteller: Berliner physikalische Werkstätten G. m. b. H., Berlin W10, Genthiner Straße 3.

setzung usw. untersucht. Gleichzeitig mit diesen Sandwanderungsmessungen werden zweckmäßig Strömungsmessungen, Dichte- und Temperaturbestimmungen, Wasserstandsbeobachtungen usw. ausgeführt, so daß die spätere Bearbeitung der Messungen ein möglichst umfassendes Bild von den Naturvorgängen an der betreffenden Meßstelle ergibt.

Dipl.-Ing. Dr. K. Lüders, Wilhelmshaven.

Ein Baukran mit Laufkatze. Nachdem sich die Baukrane¹⁾ bei Hochbauten eingeführt hatten, ist man dazu übergegangen, sie auch für Tiefbauten, z. B. bei Brückenpfeilern²⁾, anzuwenden. Da in diesen Fällen meist kein Gleis verlegt werden kann und das Bestreichen jeden Punktes der Baustelle durch Verfahren und Schwenken des Kranes nicht möglich ist, läßt sich in dem Ausleger des Baukranes von Jul. Wolff & Co, G. m. b. H., Heilbronn, durch geringfügige Änderungen eine fahrbare Laufkatze anbringen, so daß der Kran nicht mehr verfahren zu werden braucht,

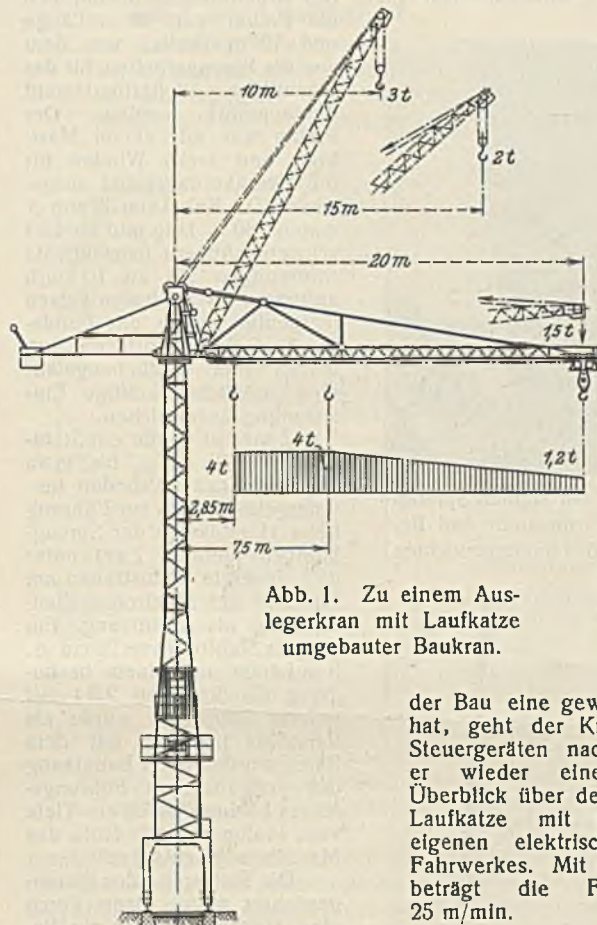


Abb. 1. Zu einem Auslegerkran mit Laufkatze umgebauter Baukran.

trotzdem aber jeder Punkt im Arbeitsbereich des Kranes bestreichen werden kann.

An dem Kran (Abb. 1) ist der sonst in der Höhe verstellbare Wippausleger gleichzeitig als festliegender Ausleger mit innen laufender Katze verwendbar. Zum Arbeiten mit der Katze muß lediglich ein Sprengwerk zum Feststellen des Auslegers eingebaut und die Ausleger Spitze ausgewechselt werden. Der Führerstand läßt sich ganz oben unter dem Ausleger anbringen (Abb. 2). Wenn

der Bau eine gewisse Höhe erreicht hat, geht der Kranführer mit den Steuergeräten nach oben, von wo er wieder einen ungehinderten Überblick über den Bau hat. — Die Laufkatze mit vier Rädern hat eigenen elektrischen Antrieb des Fahrwerkes. Mit einem 2-PS-Motor beträgt die Fahrgeschwindigkeit 25 m/min.

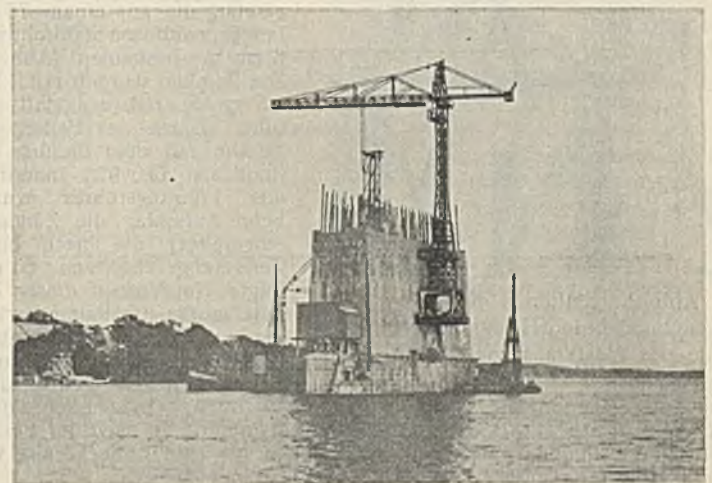


Abb. 2. Ansicht eines Kranes mit Laufkatze beim Betonieren eines Pfeilers der Brücke über den Kleinen Belt.

Solche Krane wurden beim Bau der Brücke über den kleinen Belt²⁾ eingesetzt. Mit ihnen wurden an Land die Senkkästen gebaut, nach deren Versenken dann die schweren Bohr- und Spülgeräte für die Gründungen im Meeresboden versetzt und die Brückenpfeiler auf die gegründeten Kästen aufbetoniert.

¹⁾ Bautechn. 1932, Heft 21, S. 272.

²⁾ Bautechn. 1932, Heft 39, S. 493.

Unterwassersprengungen für die Fundamente der Brücke über das „Goldene Tor“ bei San Francisco (Californien)¹⁾. Mit den Gründungsarbeiten für die Hängebrücke über das „Goldene Tor“ bei San Francisco (Cal.)²⁾, die mit ihrer 1280 m weitgespannten Mittelöffnung die Spannweite der bisher größten Hudsonbrücke³⁾ um rd. 213 m überschreitet, ist inzwischen begonnen worden. Diese Arbeiten sind infolge ihrer, in derartigen Ausmaßen wohl bisher kaum angewandten Unterwassersprengungen besonders bemerkenswert.

Der südliche Turmpfeiler auf der Seite der Stadt San Francisco liegt in 300 m Entfernung vom Ufer; die Wassertiefe beträgt 15 bis 25 m. Vom Ufer bis zur Pfeilerbaustelle wurde zunächst ein 300 m langer Arbeitssteg errichtet, auf dem ein elektrischer Kran läuft. Die Pfähle für den Steg wurden eingerammt, nachdem der steinige Felsboden durch Unterwassersprengungen gelockert worden war; die ersten 140 m ruhten auf Holzpfählen, die übrigen 160 m auf Stahlrohren von 46 cm ϕ , die sich auf Stahljoche stützten. Am Ende

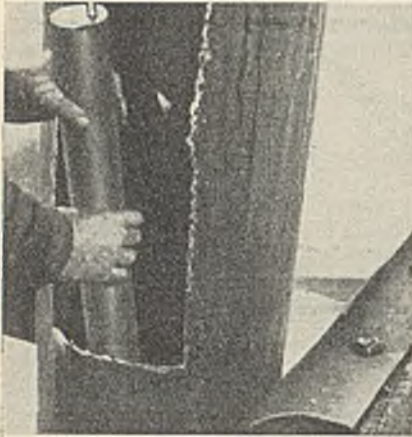


Abb. 1. Einführen der kleinen Sprengbomben in das Führungsrohr und Befestigung unterhalb des Rammgewichtes.



Abb. 2. Einführen der großen Sprengbomben in das Führungsrohr mit Hilfe des Mastkrans vom Prahm aus.

wobei die eingerammte Bombe im Felsen verblieb. Gewöhnlich wurde auf diese Weise alle 2 min eine Bombe entzündet. Je nach der Festigkeit des Felsbodens waren 7 bis 25 Bomben für eine Auflockerung von 4,5 m Tiefe erforderlich.

Nachdem der Felsboden auf diese Weise aufgelockert war, wurden wesentlich größere Sprengbomben angesetzt, die aus 6 m langen, nahtlosen Rohren von 23 cm ϕ bestanden (Abb. 2) und mit rd. 110 kg Spezialsprengstoff gefüllt waren. Diese Bomben wurden gleichfalls durch die eingangs erwähnten Führungsrohre herabgelassen. Je sechs Bomben in etwa 6 m Abstand wurden gleichzeitig elektrisch gezündet, und zwar nachdem der Prahm um mindestens 90 m verholt war. Die sichtbare Wirkung einer derartigen Sprengung in 18 m Wassertiefe bei rd. 6 m Fels-

auflast zeigte sich nach der ersten Erschütterung in einem längeren Heben des Wasserspiegels um etwa 1 m auf eine ausgedehnte Fläche.

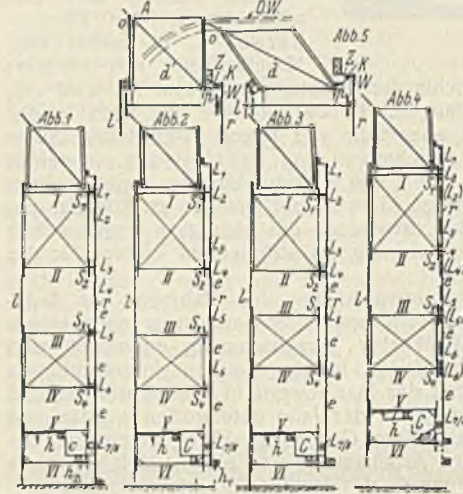
Die Restarbeiten bestanden im Entfernen des abgesprengten Steinergörills mit 3-m³-Greifbaggern vom Prahm aus und Abtransport an Stellen mit größeren Wassertiefen.

Insgesamt sind für den Turmpfeiler auf diese Weise rd. 23 000 m³ Fels gesprengt worden, eine sicherlich bemerkenswerte Leistung. R. Bhd.

Patentschau.

Schützenwehr. (Kl. 84 a, Nr. 561 270 vom 26. 3. 1930 von Dipl.-Ing. Karl Schlieper in Düsseldorf.) Bei dem Schützenwehr sind zwei hintereinanderliegende und gegeneinander verschiebbare Stauwände l und r angeordnet; es ist ferner eine Einrichtung getroffen zum Füllen bzw. Entleeren des am unteren Ende durch ein Bodenblech abgeschlossenen Zwischenraumes zwischen den Wänden.

Von den Fachwerkhauptträgern I bis VI sind je zwei aufeinanderfolgende durch Längs- und Querausstellungen zu einem räumlichen System vereinigt. Die auf beiden Seiten liegenden senkrechten Träger der Stauwände l und r sind mit diesen starr verbunden. Soll das Wehr gehoben werden, so füllt sich der nach unten durch den Blechboden h und die Klappe c abgeschlossene Innenraum durch verschließbare Einlauföffnungen e mit Wasser. Nach Ausspiegelung mit dem Oberwasser wird die Stauwand r



mit ihren Trägern um das Maß h_1 (Abb. 2) gehoben. Die Wälzlager $L_1, L_2, L_3, L_4, L_5, L_6$ haben sich bei jener Bewegung von ihren Auflagern S_1, S_2, S_3, S_4 entfernt und sind in Stellung (Abb. 2) übergegangen. Die Träger der Stauwand r sind jetzt bei S_1 durch L_2 , bei S_2 durch L_4 unterstützt. Bei S_3 und S_4 besteht keine Auflageverbindung mehr zwischen den Haupt- und Stauwandträgern. Die Stützpunkte der Hauptträger V und VI sind bei $L_7/8$ in der Mitte zwischen beiden zu einem Rollen- oder Gleitlager zusammengefaßt. Die Einlauföffnungen sind nach dem ersten Hub geschlossen. Nach Leerung des

Innenraumes wird das Hauptträgersystem III und IV gehoben, bis S_3 bei L_5 und S_4 bei L_6 aufsitzt (Abb. 3), und anschließend das System V bis VI, das mit dem Bodenverschluß h und c und der unterwasserseitigen Stauwand e einschließlich der Stauwandträger starr verbunden ist (Abb. 4). Sodann wird das obere Hauptträgerpaar I—II so weit gehoben, daß sich L_1 wieder mit S_1 und L_3 mit S_2 deckt. Sodann wird wieder die Stauwand r , das mittlere und untere Hauptträgerpaar gehoben. Zur Stauregelung ist eine Aufsatzklappe vorgesehen, deren Stützkonstruktion aus einem Gelenkviereck gebildet ist, in das ein Diagonalstab d von veränderlicher Länge eingezo-gen ist. Die Bewegung der Klappe geschieht bei gefülltem Innenraum durch Drehen der Schraubmutter o , die auf dem Gewinde der Zugdiagonale d bei A sitzt. Bei der Klappensenkung (Abb. 5) wird die oberwasserseitige Stauwand r angehoben. Die Arme greifen mit einer Rolle R unter die waagerechte Deckplatte t von konsolenartigen Ansätzen, die mit der rechten Stauplatte W fest verbunden sind. Bei Drehung der Aufsatzklappe rollt k unter t und zwingt die Wand W zur Bewegung senkrecht nach oben.

Personalmeldungen.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Lindstädt von Crossen a. O. nach Zehdenick als Vorstand des Wasserbauamts, Blitz von Zehdenick nach Crossen a. O. als Vorstand des Wasserbauamts, Bahr von Helgoland nach Tönning als Vorstand des Wasserbauamts und Gohlke von Stolp nach Aurich als Kulturbaubeamter.

Der Regierungsbaumeister (W.) Otto beim Kulturbaubeamten in Oppeln ist zum Regierungsbaurat ernannt und als solcher planmäßig angestellt worden.

In den Staatsdienst wieder übernommen worden sind die Regierungsbaumeister (W.) Dr. rer. pol. Beermann unter Überweisung an den Kulturbaubeamten in Düsseldorf und Fath unter Überweisung an den in Stralsund.

Gestorben: der Oberregierungs- und -baurat Eduard Borrmann bei der preußischen Bau- und Finanzdirektion in Berlin.

INHALT: Studie zu einem Hydro-Erbau. — Grundsätzliches über Bachdüker. — Ein-gespannte Fachwerkbogen. — Ladestraßenkanten, Bahnsteigkanten und Grabenbefestigungen aus alten eisernen Eisenbahnschwellen. — Neubearbeitung der Berechnungsgrundlagen für massive Brücken; Richtlinien für die Prüfung und Überwachung massiver Brücken. — Wilhelm Soldan f. — Vermischtes: Hugo Kulka f. — Gehelrat Th. Freytag f. — Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. — 22. Verbandsversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. — Gerät zur unmittelbaren Sandwanderungsmessung auf dem Meeresboden. — Baukran mit Laufkatze. — Unterwassersprengungen für die Fundamente der Brücke über das „Goldene Tor“ bei San Francisco (Californien). — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Nach Eng. News-Rec. 1933, Heft 4 vom 27. Juli.

²⁾ Bautechn. 1931, Heft 46, S. 677.

³⁾ Ebenda 1929, Heft 44, S. 699.