

Alle Rechte vorbehalten.

Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung.

Von Karl Schreitmüller, Oberregierungsrat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Große Hochwässer sind entscheidende Tage in der Entwicklung eines Flusses. Besonders wenn ein Strom über seine Ufer hinweg sich durch bebaute Fluren wälzt und die Menschen in ihren Wohnstätten bedroht, dann wird seine zügellose Gewalt erst recht zum Ereignis und sogar zur geschichtlichen Episode. Unsere Zeit nimmt solches Austoben der Naturgewalten nicht mehr als Schickung von oben hin. Sie fragt nach den Ursachen und verlangt Verhütung solcher Wassersnot. So sind auch die Hochwasserkatastrophen der letzten Jahre an der Donau in Bayern Anlaß geworden, daß man sich allenthalben mit der Frage nach ihrer Ursache und dem Grunde ihrer größeren Häufigkeit sowie mit den Mitteln zur Abhilfe befaßt. Ehe man diesen Fragen nähertreten kann, muß man den Aufbau der Hochwässer an der bayerischen Donau kennen.

Juli/August 1924 und Juni 1926. Es wurde, nebenbei bemerkt, deren Stand und Menge von einer Reihe früherer Hochwässer übertroffen. Der Verlauf der Scheitelwellen bei den genannten Hochwässern ist in Abb. 2 zeichnerisch als Wellenplan dargestellt. Die Pegelstellen sind hier einem Koordinatennetze so eingefügt, daß die Abszissen die Zeit der Pegelhöchststände, die Ordinatenunterschiede den Kilometerabstand der Pegel voneinander angeben. Die Neigung der Verbindungslinie der Pegelstellen zeigt an, wie rasch die Scheitelwelle fortschreitet. Sie läuft um so rascher ab, je stärker die Neigung dieser Verbindungslinie ist. Die einmündenden größeren Zuflüsse bringen eine Unstetigkeit in den Ablauf der Scheitelwelle.

Beim HW Juli/August 1924 wird eine solche erzeugt durch Jller, Wörnitz, Lech und Inn. Damit soll nun nicht gesagt werden, daß damals allein diese Nebenflüsse bedeutendes Hochwasser der Donau zuführten. Auch die Isar und viele Flüsse der bayerischen Hochebene, wie Günz, Mindel, Zusam, Schmutter, Paar u. a. sowie vom nördlichen Einzugsgebiet neben der Wörnitz auch die Altmühl, brachten ansehnliche Hochwassermassen. Die Unstetigkeit an jenen Mündungsstellen ist vielmehr durch das zeitliche Eintreffen der Flutwellen und ihre Überlagerung bedingt.

Ein ganz anderes Ablaufbild gibt das HW vom Februar 1923. Hier wirken auf den Aufbau des Donau-Hochwassers und damit auf die Gestaltung des Wellenplanes entscheidend ein: Lech, Nab, Regen, Isar und Inn. Es war eine der Taufutten, die von den nördlichen Zuflüssen und hier auch von den kleineren Flüssen des niederbayerischen Einzugsgebietes wie Vils, Rott erzeugt wurde. Katastrophenstände kamen vor allem in der bayerischen Donaustrecke unterhalb der Regenmündung (Regensburg) zustande. Das HW vom Dezember 1925 hatte zum Teil einen ähnlichen Aufbau.

Von den Wellenplänen dieser Hochwässer verschieden ist derjenige für das Hochwasser vom 5./13. Juni 1926. Es war vornehmlich im Gebiete der oberen Donau zustande gekommen, nämlich durch die Württemberger Donau, mittlere und untere Jller und durch die sonst harmlosen Fließchen wie Günz, Mindel, Zusam, Schmutter, die oberhalb des Lech in die Donau münden. Der Lech selbst führte erst ab Wertachmündung ein mittleres Hochwasser; auch an der Isar kam es zu einem Hochwasser von nur mittlerer Höhe. Die nördlichen Flüsse wie Wörnitz, Altmühl, Nab, Regen blieben fast ganz aus. Die obere Donau hatte aber so viel Wasser gebracht, daß hinunter bis zur Innmündung die Donaustände katastrophale Höhe erreichten. Daher zeigt sich eine Unstetigkeit der Scheitelwelle lediglich an der Isarmündung in geringem Maße und an der Mündung des Inn, dessen Hochwasserwelle bei einer gleichzeitigen Überregnung Südbayerns stets am ersten in Passau zur Stelle ist. Außer diesem einen Katastrophenhochwasser brachte der Monat Juni 1926 noch mehrmals bedeutende Anschwellungen der Donau, die hier nicht weiter besprochen werden sollen.

Keineswegs sind die Möglichkeiten für das Zustandekommen und den Aufbau eines Donauhochwassers durch die Betrachtung dieser drei Hochwässer erschöpft. So kann allein durch Isar und Inn in der Donau ab Isarmündung katastrophales Hochwasser entstehen, ein Fall wie er z. B. im September 1920 eintrat; oder es können, wie im Juni 1910, die Hochwassermassen der Donau aus dem Jller- und Lechgebiet unter Beteiligung der Isar kommen.

Auf welche Ursachen sind nun die zahlreichen Donau-Hochwässer der letzten Jahre zurückzuführen?

Von einer auffälligen Häufung der Hochwasserstände kann nur bei einzelnen Pegelstellen bezüglich des Sommerhalbjahres 1924 und 1926 gesprochen werden. Beim Sommerhalbjahr 1924 ist eine solche Häufung ohne weiteres erklärbar. Nachgewiesenermaßen war dieses Halbjahr für den größten Teil des Einzugsgebietes der Donau das nasseste seit Beginn der Regenbeobachtungen in Bayern, das ist seit den vorausgehenden 47 Jahren. Wenn der Sommer 1926 wieder große Hochwässer brachte, so ist das ebenfalls den außerordentlichen Niederschlägen und ihrer ungünstigen räumlichen Verteilung zuzuschreiben. Wie Ende der neunziger Jahre, wo auch eine Reihe großer Donauhochwässer auftrat, haben sich in letzter Zeit wieder Stimmen, selbst aus Fachkreisen, erhoben, die die ungewöhnliche Hochwassernot der Wirkung baulicher Eingriffe in den Fluß zuschreiben.



Abb. 1. Flußgebiet der Donau bis zur Reichsgrenze.

Den Aufbau von Hochwässern bestimmen Überregnung und Abflußverhältnisse des Einzugsgebietes. Bei der Donau (Abb. 1) hat das rechtseitige Einzugsgebiet bis zur Reichsgrenze eine fast quadratische Form. Für dieses wirkt sie förmlich wie eine Dachrinne, die die Wasser von den Alpen und von der schwäbisch-bayerischen Hochebene herab aufzunehmen hat. Die großen Alpenflüsse Jller, Lech, Isar und Inn bringen vor allem im Sommerhalbjahr große Hochwässer. Aus dem linksseitigen Einzugsgebiet mit seinem ausgesprochenen Mittelgebirgscharakter bringen Wörnitz, Altmühl, Nab und Regen hauptsächlich die Taufutten im Winter und Frühjahr. Zwischen dem typischen Alpen-Hochwasser, verursacht durch Jller, Lech, Isar, Inn und der Taufutten aus dem nördlichen Einzugsgebiet gibt es natürlich eine Reihe anderer HW-Möglichkeiten. Mitunter steigern auch Fließchen, die ausschließlich der bayerischen Hochebene angehören, wie Mindel, Zusam, Schmutter, Paar und Teile des linksseitigen Einzugsgebietes, Donau-Hochwässer, bei denen die Alpenflüsse nur kleines oder mittleres Hochwasser führen, zur Katastrophe. Nur selten hat die Donau auf ihrem ganzen Laufe durch Bayern Katastrophen-Hochwasserstände, sondern meist nur in bestimmten Flußabschnitten, z. B. von der Jllermündung bis zur Altmühlmündung oder nur von der Nab- bis zur Innmündung. Häufig genug kommt es vor, daß mehrere HW-Wellen in unmittelbarer Folge die Donau hinunterlaufen; gerade dann ist die Gefahr eines Zusammentreffens von Flutwellen der Nebenflüsse mit Flutwellen des Hauptstromes besonders groß; leicht kann es dann zu HW-Katastrophen führen.

Die Verschiedenartigkeit des Aufbaues von Donau-Hochwässern läßt sich am besten erkennen, wenn man einige Hochwässer daraufhin untersucht. Es mögen die drei letzten großen Donau-Hochwässer einer solchen Betrachtung dienen, und zwar das Hochwasser vom Februar 1923, vom

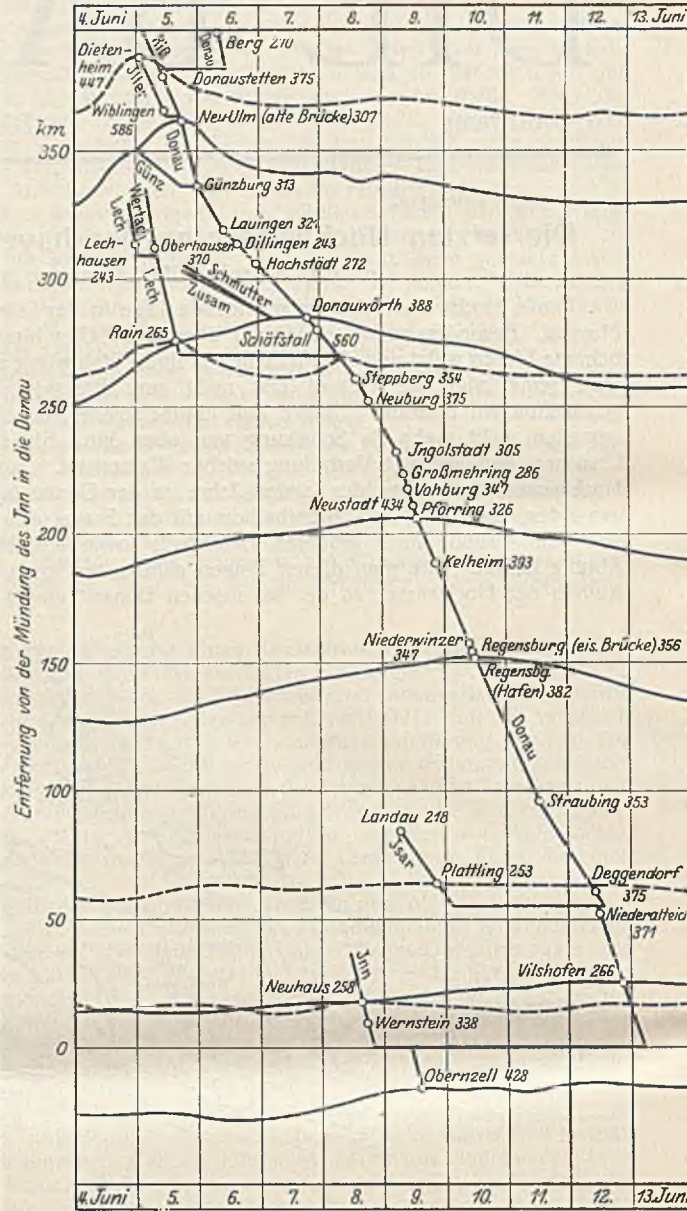
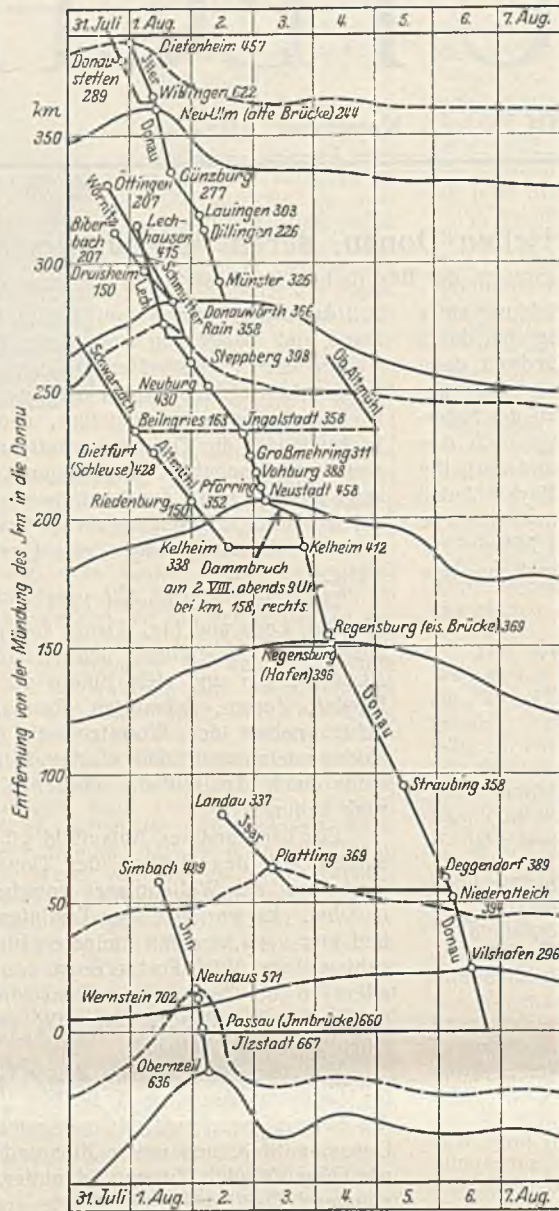


Abb. 2a. Februar 1923. Katastrophal für: Bayer. Donau von Ulm bis Donauwörth sowie von Regensburg bis Reichsgrenze und für Nab, Regen, Vils, Jiz und Rott.

Abb. 2b. Juli/August 1924. Katastrophal für: Bayer. Donau, Jller, Wörnitz, Schmutter, Lech, Altmühl, Isar und Inn.

Abb. 2c. Katastrophal für: Württemb. und bayer. Donau bis Innmündung, Jller, Günz, Mindel, Zusam, Schmutter und Wertach. Mittleres Hochwasser für: Lech und Isar.

Maßstab 1 mm = 9 km Entfernung. 1 mm = 67,5 cm für die Wasserstandslinien.

So heißt es, die Korrektur der bayerischen Donau und ihrer Nebenflüsse seien schuld. Will man von der theoretischen Seite diesem Vorwurf begegnen, so ist die durch die Korrektur bewirkte Änderung des Verlaufes der Wassermengenlinien am Ende der Korrektionsstrecke bei verschiedenen Hochwässern zu bestimmen. Für diese Untersuchung lassen sich die Gesetze der Seerückhaltung unter gewissen Zutaten anwenden. Die Arbeiten darüber seien einer späteren Veröffentlichung vorbehalten. Sie zeigten folgendes: durch eine Begradigung büßt der Flußlauf an Rückhaltevermögen ein und erhöht sich seine Geschwindigkeit; die bewirkte Änderung der Wassermengenlinie am Ende der Korrektionsstrecke ist jedoch nur unbedeutend. Auch beim Ineinandergang und Eintreffen der verschiedenen Flutwellen im Hauptstrom kann sich die Änderung der Wassermengenlinie nicht mehr in dem Maße fühlbar machen, daß wesentlich höhere Hochwassermengen zustande kämen als früher.

Daß die häufigeren großen Hochwasser der letzten Jahre nicht auf die Korrektionsbauten an der oberen Donau und den Nebenflüssen zurückzuführen sind, geht auch aus dem flußbaulichen Entwicklungsgange des bayerischen Donaulaufes hervor; alle großen, tief in die Abflußverhältnisse eingreifenden Korrektionsarbeiten wurden schon vor 1870 ausgeführt. Auch die Korrektionsarbeiten an den Alpenflüssen Jller, Lech und Isar sind nicht mehr neueren Datums. An der Jller wurde im Oberlauf nur ein verhältnismäßig kurzes Stück mit Doppelprofil in den Jahren 1896/1908 korrigiert, im Unterlauf wurde der Fluß auf 57 km von der Mündung aufwärts in den Jahren 1859 bis 1893 begradigt. Nicht größer ist die Ausdehnung der Korrektionsarbeiten beim Lech; in den Jahren 1862 bis 1892 wurden die untersten 47 km bis zur Mündung in die Donau auf MW korrigiert;

im übrigen bestehen nur kürzere Teilkorrekturen. Am ausgedehntesten sind die MW-Korrekturen an der Isar, von denen die 77 km oberhalb ihrer Mündung (das ist von Landshut ab abwärts) schon 1894 und die anschließenden 77 km bis hinauf nach München etwa vor 1910 vollendet wurden. Der Inn, der bei Passau wenige Kilometer oberhalb der Reichsgrenze in die Donau mündet, ist größtenteils überhaupt nicht korrigiert. Aus all dem geht hervor, daß die Häufung großer Hochwasser nicht eine unmittelbare Wirkung der Korrektionsarbeiten sein kann; denn sonst müßten sich die Hochwasser schon seit Jahrzehnten gehäuft haben. Auch läßt das Studium der Wasserstandverhältnisse der letzten hundert Jahre erkennen, daß von einer Häufung der HW seit Ausführung der Korrektionsarbeiten, also seit den vergangenen zwei bis drei Jahrzehnten, nicht gesprochen werden kann.

Gegen eine Vermehrung der Hochwassergefahr, als Folge von Korrektionsarbeiten, spricht auch der Aufbau der letzten HW. Wie schon eingangs erwähnt ist, wurde bei ihnen gerade durch Flüsse von der schwabisch-bayerischen Hochebene und des linksseitigen Einzugsgebietes die Katastrophe gesteigert. Das war beispielsweise der Fall im Februar 1923, Juli/August 1924, Dezember 1925, Juni 1926. Alle die Flußläufe, wie Günz, Mindel, Zusam, Schmutter, Wörnitz, Altmühl, Nab, Regen, sind soviel wie nicht korrigiert. Korrektionsarbeiten können also nicht die Ursachen dieser großen Hochwasser gewesen sein.

In diesem Zusammenhange möge aber darauf hingewiesen werden, wie vortrefflich sich die Korrektionsarbeiten an der Donau und den Alpenflüssen bewährten. Früher, im unkorrigierten Zustande, pendelten die Donau und die großen Alpenflüsse wie Jller, Lech, Isar in einem Streifen, der oft mehrere Kilometer breit war, hin und her, versumpften die Niederungen

und machten die Gegend zu Krankheitsherden. Heute aber ist der Fluß in sein Bett gewiesen, Felder und Wiesen gedeihen an seinen Ufern, die Gegend ist durch die Senkung des Grundwasserstandes gesundet, große Städte hatten am Fluß für ihre Abwässer einen brauchbaren Vorfluter gewonnen. Alle diese Segnungen der Flußkorrekturen möge sich das jüngere, jetzt lebende Geschlecht einprägen; es kennt meist nicht mehr die betrüblichen früheren Zustände.

Allerdings wurde durch die Korrekturen an der oberen Donau und in den Alpenflüssen eine stärkere Sohlenbewegung hervorgerufen. In den Korrektionsstrecken tiefte sich der Fluß ein, weiter unten kam es dadurch zur Aufhöhung. Eine solche Erhöhung kann aber doch nicht in dem Maße das Wasserführungsvermögen eines breiten Hochwasserprofils ändern, daß die Hochwasserstände entscheidend beeinflußt werden könnten. Ist doch zumeist die bodvolle Wassermenge im Verhältnis zur Hochwassermenge viel zu gering. So führt die Donau im Überschwemmungsbecken von Straubing bei bodvollem Wasserstand nur etwa 700 m³/Sek. Bei katastrophalem Hochwasser aber bringt die Donau etwa 1800 m³/Sek. Bei solchen Wassermassen spielt eine Sohlenänderung im Flußschlauch, der nur etwa 700 m³ Sek. fassen kann, keine ausschlaggebende Rolle mehr.

Die Donau und die Alpenflüsse haben an sich nur kurze Aufhöhungsstrecken, und auch dort ist die Aufhöhung nur gering; denn die Eintiefung brachte vielfach eine Flinksohle in Bewegung und erzeugte daher bei der Eintiefung meist nur Schwemmstoffe, für deren Weiterbeförderung auch das stellenweise geringe Schleppvermögen der Donau überall ausreicht. So liegen in Flink die ausgesprochenen Eintiefungsstrecken der Jller, ebenso die der Isar unterhalb München. Nur Lech und Inn gruben sich auf längeren Strecken in Kies ein und brachten größere Geschiebemassen in Bewegung. Den besten Beweis, daß die Aufhöhung in der Donau an keiner Pegelstelle sehr groß ist, gibt der Verlauf des Jahres-NW- und -MW-Stände an den Donauegelstellen im Laufe der Jahrzehnte; mitgeholfen haben dazu die zahlreichen Baggerungen.

Es könnte daran gedacht werden, daß nicht die Aufhöhung, sondern gerade die Eintiefung eines Flusses die Hochwasserverhältnisse flußabwärts verschlechtert; denn zweifellos bildet sich durch eine fortschreitende Eintiefung die Mittelwasserkorrektur des Flusses zum Einheitsquerschnitt um; der Fluß kann nicht mehr ausufernd, es werden ihm Rückhaltebecken genommen; die Abflußgeschwindigkeit wird erhöht. Gleiche Folgen sind zu befürchten, wenn weite Überschwemmungsflächen durch HW-Dämme ausgeschaltet werden. Es wurden hierüber eingehende Untersuchungen angestellt, die bereits oben Erwähnung fanden. Die Ergebnisse zeigten, daß die Ausschaltung von Rückhaltebecken, sei es infolge von Flußeintiefung oder infolge der Anlage von HW-Dämmen, doch nicht so entscheidend die HW-Stände zu beeinflussen vermögen, wie allgemein angenommen wird. So bewirken z. B. Volldammanlagen zum Schutze des Donauniedes, d. i. das Gebiet oberhalb Donauwörth, das in einer Ausdehnung von 70 km² bei größeren Wassern überschwemmt wird, bei manchen Hochwässern nur eine Erhöhung der Höchststände in der Donau ab Regensburg, d. s. ungefähr 150 km unterhalb des Donauniedes, um mehrere Zentimeter. Bei vielen Katastrophenhochwässern macht es hier überhaupt nichts mehr aus. Es darf daher mit Sicherheit gesagt werden, daß die heute schon bestehenden HW-Dämme und Eintiefungsstrecken zu wenig ausgedehnt sind, um ihnen die Hochwassernot der letzten Jahre zuschreiben zu können. Die Tatsache besteht, daß die Hochwässer der letzten Jahre auch an der Donau riesige Schäden angerichtet haben. Der Wert der angrenzenden Grundstücke ist mit den Fortschritten der Landwirtschaft von Jahr zu Jahr gestiegen.

Der Wille der Bevölkerung, die landwirtschaftliche Ausbeute des Bodens noch weiter zu steigern und die angebauten Flächen vor der Wiederkehr ähnlicher HW-Katastrophen zu schützen, stellt den Wasserbauer vor die verantwortungsvolle Aufgabe, die Hochwässer wirksam zu bekämpfen.

Es ist nun nicht schwierig, an einem Fluß für einzelne Stellen einen örtlichen Hochwasserschutz zu schaffen; denn dazu reichen meistens örtliche Baumaßnahmen aus, so z. B. Baggerungen, stellenweise Eindämmungen, Flußregulierungen, Beseitigung von Einbauten u. a.

Dagegen bedarf es vielseitiger Überlegung, um für lange Flußstrecken mit großen Nebenflüssen und verschiedenartigen Charakter des Einzugsgebietes einen wirksamen Hochwasserschutz zu finden, der sich auch vom wirtschaftlichen Standpunkte aus verantworten läßt. Für jedes einzelne Flußgebiet sind andere Verhältnisse für solchen Schutz maßgebend.

Für die bayerische Donau mit ihrem höhenreichen Einzugsgebiete liegt der Gedanke nahe, durch Schaffung von Rückhaltebecken die Hochwasserspitzen abzufachen. Gerade in den Alpen und im Alpenvorlande lassen sich geeignete Stellen für Talsperrenbauten finden. Damit hat sich auch die Tagespresse beschäftigt, wobei auf Bauten gleichen Zweckes in der Schweiz und in Oberitalien hingewiesen wurde.

Allein so verlockend dieses Mittel erscheint, die Hochwassergefahr an der bayerischen Donau läßt sich dadurch nicht vollständig beseitigen,

es müßte denn sein, daß man an allen größeren Nebenflüssen des nördlichen und südlichen Einzugsgebietes riesige Talsperren baut, nicht nur im Gebiet von Jller, Lech, Isar, Inn, sondern auch an oberer und mittlerer Donau, Wörnitz, Altmühl, Nab, Regen. Aber selbst bei einem derartigen Netz von Talsperren wäre der Hochwasserschutz bei einem solch langen Fluß wie die Donau nicht gesichert, weil in der Zeit des Ablauflassens der in den Speicheranlagen zurückgehaltenen Wassermassen durch weitere Niederschläge neuerdings Flutwellen entstehen, die im Hauptstrom in einer Weise ungünstig zusammentreffen können, die sich nicht voraussehen läßt. Weite Teile des Einzugsgebietes der Donau sind eben durch ihren Hoch- und Mittelgebirgscharakter zu leicht Hochwasserüberraschungen ausgesetzt. Die Meteorologie ist noch nicht in der Lage, auf mehrere Tage voraus Eintritt, Umfang und Stärke einer Überregnung vorauszusagen.

Was könnte endlich ein Netz von Talsperren nützen in Fällen, wo mehrere Hochwasserwellen in wenigen Tagen die Donau hinunterfließen und langanhaltende hohe Stände verursachen, so z. B. bei HW an der Jahreswende 1919/20. Damals hielt fast eine Woche lang in Regensburg eine Hochwasserführung von nahezu 2000 m³/Sek. an. Gegen solche Wassermassen kann man mit Speicherbecken nicht ankommen.

Talsperren nur an einzelnen Flüssen, nämlich im Jller-, Lech- und Isargebiet, deren Verwirklichung in erster Linie in Frage käme, würden bei manchen Hochwässern keinerlei Verbesserung im Donautal bedeuten. Denn an der Donau kommen, wie schon bei der Behandlung des Hochwasseraufbaues erwähnt wurde, Hochwässer auch zustande, ohne daß Flüsse aus den Alpen Hochwasser brachten. Nicht allein bei Taufluten ist dieser Fall möglich, sondern selbst im Sommer, wie gerade das Junihochwasser 1926 zeigte. Bei manchen Hochwässern allerdings, so bei dem großen Sommer-HW im Juli 1910 und Juli August 1924, ließen sich durch Lech- und Jllersperrern bei entsprechendem Stauraum die Höchststände der Donau im Straubinger Überschwemmungsgebiet um etwa 15 cm senken. Damit wäre aber nur wenig geholfen.

Wenn nun auch Sperrenbauten im Ober- und Mittellauf der großen Alpenflüsse keine wesentliche Besserung für die Donau selbst bringen können, so vermögen sie doch bei genügend großem Schutzraum die HW-Wellen im eigenen Flußlauf so abzufachen, daß HW-Schäden durch Zerstörung von Bauten gemindert, unter Umständen sogar hintangehalten werden könnten. So hätten bei Bestehen von Talsperren im Ober- und Mittellauf von Jller und Lech bei dem HW vom Juni 1910 viele Millionen erspart werden können, die für die Behebung der Schäden und für die Wiederherstellung der zerstörten Ufer- und Wehrbauten ausgegeben werden mußten.

Wenn man also mittels Sammelbecken die Donau-HW selbst nicht befriedigend mindern kann, so bleibt nur noch der Dammschutz übrig. Es gibt zwei Arten von HW-Dämmen, Voll- und Überlaufdämme; sie beide haben ihre Vor- und Nachteile, und beide mögen daher für sich besprochen werden.

Volldämme sollen auch die größten HW-Mengen schadlos abführen. Bei der Bestimmung der größten HW-Menge an der bayerischen Donau kann man nur die HW nach 1870 in Betracht ziehen, als deren größtes das HW 1882/83 gilt; denn mit den HW-Untersuchungen in die Zeit vor 1870 zurückzugreifen, hat für die bayerische Donau keinen Wert, da ihre Abflußverhältnisse seit Ausbildung der zahlreichen Durchstiche, das ist seit 1870, sich von Grund auf geändert haben. Die nach dem HW 1882/83 bemessenen Dämme werden der Sicherheit halber noch um 80 cm überhöht für den Fall, daß eine noch größere Wassermenge zustande kommt, z. B. infolge von Eisstauungen, und auch mit Rücksicht auf zu erwartende Sohlenänderungen, Ungenauigkeiten der Bemessung beim Aufschlicken der Vorländer, Wellenschlag usw. Erst die Zukunft wird lehren, ob es richtig war, sich mit solcher Höhe des Sicherheitsmaßes zu begnügen.

Ob man sich für Volldämme entscheidet, hängt in erster Linie von ihrer Wirtschaftlichkeit ab. Diese ist um so geringer, je kleiner die dadurch geschützte Fläche ist, die auf 1 km Volldamm trifft. Darum ist beispielsweise für das Straubinger Becken eine Wirtschaftlichkeit kaum gegeben. Die Donau ist hier sehr krümmungsreich, eine Begradigung kommt aus verschiedenen Gründen nicht in Frage. Entweder umschließen Volldämme die Krümmungen, dann wird viel Land dem HW preisgegeben; oder sie fahren die Krümmungen aus, dann gibt es größere Dammlängen und -höhen. Das dortige Überschwemmungsgebiet ist zwar über 70 km lang, jedoch durchschnittlich nur 2 km breit. Aber abgesehen von den Krümmungen, muß bei einem geschiebeführenden Fluß wie die Donau ein ausreichendes Vorland zwischen den Dämmen dem HW preisgegeben werden, damit nicht durch die allzu große Einspannung des Wasserspiegels die Sohle in Unruhe kommt. Mit dem Hochwasserquerschnitt darf man hier also nicht in die Höhe, sondern muß in die Breite gehen, d. h. den Volldämmen links und rechts muß man genügenden Abstand geben. Ein berechtigtes Bedenken gegen Volldämme bleibt auch die Gefahr eines Dammbrechens, da beim HW-Dammbau leider oft die Technik durch wirtschaftliche Rücksichten nicht genügend zur Geltung kommt. Auch gewissenhafte und gut organisierte Dammwehren reichen nicht immer aus; bricht

aber wirklich ein Volldamm, so wird jedenfalls örtlich ein viel größerer Schaden angerichtet, als ohne Eindämmung eingetreten wäre. Ferner werden an der Donau unterhalb Regensburg, trotz der Volldämme, wegen der Durchlässigkeit von Boden und Dämmen, die Fluren beiderseits durch Sicker- und Druckwasser teilweise und lange (bis zu 10 bis 14 Tagen) unter Wasser stehen. Binneneutwässerung durch Schaffung einer Vorflut ist meist nicht möglich und Pumpenanlagen sind kostspielig und nicht immer zuverlässig, abgesehen von der Schwierigkeit, die richtigen Ausmaße zu treffen. Endlich können durch Volldämme auch andere Belange am Fluß nachteilig getroffen werden, so Schifffahrt, städtische Kanalisation u. a. Auf die Erhöhung von Wassermenge und -stand in den Flußstrecken unterhalb der Volldammstrecken wurde schon oben hingewiesen.

Alle diese Nachteile geben die Wahl von Überlaufdämmen zu erwägen. Diese schützen nur bis zu einem gewissen Wasserstande, dann tritt das Wasser über. Meist ist es der Stand gefährlicher Sommer-HW, der ihre Kronenhöhe bestimmt, weshalb sie auch Sommerdämme heißen. Sie stellen ein Kompromiß dar, ein stillschweigendes Übereinkommen mit dem Himmel, daß er zur Vegetationszeit keine größeren Katastrophen-HW schickt. Darum werden sie in vielen Staaten, wie beispielsweise in Österreich, von vornherein abgelehnt. Neben diesen grundsätzlichen Bedenken bestehen noch weitere Nachteile. So kann das übergelaufene Wasser nicht mehr so rasch in den Fluß zurückströmen wie vor der Eindämmung, es bleibt daher länger auf Fluren stehen und richtet unter Umständen größeren Schaden an als zuvor. Weiter ist zu bedenken, daß die Gefälle in ein und derselben Flußstrecke einem Wechsel unterworfen sind je nach Wasserführung und Sohlenänderung durch Geschiebeführung. Deshalb ist es bei langen Dammstrecken kaum möglich, die Dammkrone so zu legen, daß der Überlauf bei allen höheren Wassern überall gleichmäßig oder regelmäßig an bestimmt gewählten Stellen eintritt. Nur so leicht kann so erst recht Unzufriedenheit in die Bevölkerung getragen werden, wenn der eine unten im Wasser sitzt, während der andere oben im Trockenen thronet. Ferner wird die Geschiebebewegung durch Überlaufdämme u. U. mehr erhöht als bei Volldämmen, weil infolge des geringeren Dammabstandes und der dadurch vermehrten Einspannung des Flusses die Stände kleinerer HW sich häufen. Auch konstruktive Bedenken

bestehen bei Überlaufdämmen. Jedenfalls darf man die Höhe des Überlaufdammes um ein gewisses Maß, etwa 2 m, nicht überschreiten. Die binnenseitige Böschung sollte bei Kiesdämmen eine Neigung von etwa 1:6 erhalten. Zu leicht besteht sonst die Gefahr von Dammbrüchen. Auch auf Flußstrecken unterhalb der Dammstrecken bleiben Überlaufdämme nicht ohne Einfluß. Hier ist zu unterscheiden: Handelt es sich um ein HW, dessen Stände noch nicht über die Dammkrone hinausgehen, so wirken Überlaufdämme wie Volldämme, die hart an die Ufer gebaut sind; Höhe und Schnelligkeit der Scheitelwelle werden erhöht. Ist aber die Wirkung eines HW zu beurteilen, das die Dammkrone überflutet, so schwellen die Wasser bis zur Überlaufdammhöhe, also anfangs rascher an. Es kommt daher bis zur Kronenhöhe eine größere sekundliche Wassermenge zustande als ohne Damm. Dann aber tritt durch das Überfluten eine Entlastung des Flusses ein. Das hat zur Folge, daß bei solchen Hochwässern der Scheitelstand unterhalb der Überlaufdammstrecke keinesfalls erhöht wird, er senkt sich sogar unterhalb der Überlaufdammstrecke um einige Zentimeter, weil das Abflußvermögen im Flußschlauch bis zum Überlauf ein größeres geworden ist. Beim HW, deren Stände sich unter Überlaufhöhe halten, tritt daher in den Flußstrecken unterhalb der Eindämmung eine Verschlechterung der HW-Verhältnisse ein. Bei bedeutenden HW aber, die die Dammkrone hoch überfluten, können Überlaufdämme flußabwärts das HW nicht katastrophaler gestalten, es müßte denn sein, daß HW-Wellen von Zuflüssen dadurch noch ungünstiger aufbauen.

Im einzelnen Falle wird man durch das gegenseitige Abwägen der Vor- und Nachteile von Voll- und Überlaufdämmen sich für das eine oder andere zu entscheiden haben. Mancher dafür maßgebende Gesichtspunkt läßt sich zahlenmäßig nicht genau erfassen. Es gibt gerade an der Donau Strecken, wo die Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit und andere zwingende Gründe sowohl Voll- wie Überlaufdämme verbieten, so beispielsweise im Straubinger Becken. Wenn in solchen Fällen durch bauliche Maßnahmen der HW-Gefahr nicht abgeholfen werden kann, so liegt das, wie schon Engels sagt, nicht an der mangelnden Einsicht und Tüchtigkeit des Ingenieurs, sondern an der Übermacht bestehender Verhältnisse.

Alle Rechte vorbehalten.

Amerikanische „Raupe“-Löffel- und -Grabenbagger.

Von Geheimrat M. Buhle und Dr.-Ing. W. Franke in Dresden.

(Schluß aus Heft 49.)

Der Vollständigkeit halber und zum Vergleich sei an dieser Stelle erwähnt, daß gegenwärtig auch in Deutschland ein Großbagger aufgestellt wird von der bekannten Baumaschinenfabrik Menck & Hambrock, Altona-Hamburg, der diese amerikanischen Bagger in den Abmessungen noch übertrifft. Der Löffelinhalt wird 6,5 m³ betragen. Es sind vier einfache Raupenbänder vorgesehen, deren gewaltige Abmessungen aus Abb. 11 ersichtlich sind. Diese Raupenbänder dürften die größten sein, die bisher überhaupt gebaut worden sind.

Die Anwendungen der Löffelbagger sind in den Vereinigten Staaten sehr vielseitig. Außer der bekannten Arbeitsweise als Schaufelbagger können sie durch Auswechslung in einen Eimerseilbagger (Abb. 12) umgewandelt werden und dann zum Herstellen muldenförmiger Vertiefungen und ähnlicher Erdarbeiten dienen. Überdies ist auch im Bedarfsfalle eine Umstellung auf den Kranbetrieb, d. h. wahlweise mit Haken, Greifer oder Magnet möglich; ferner kann durch eine weitere Sonderausrüstung der Bagger in eine Ramme umgewandelt werden.

In den letzten Jahren sind in Amerika noch zwei neue Umstellungsmöglichkeiten des Löffelbaggers eingeführt worden, die dieser vielseitigen Maschine eine noch weitergehende Verwendungsfähigkeit verschaffen, nämlich als Straßenbaumaschine. — Zunächst handelt es sich um eine (als „Ditcher“, „Back hoe“, d. h. Graber, bzw. Hacke bezeichnete) Sonderausrüstung des Schaufelbaggers, die vorzugsweise zum Herstellen von Gräben oder ähnlichen Vertiefungen benutzt wird. Gemäß Abb. 13 u. 14 schneidet der Löffel von oben herab, bzw. in Richtung nach dem Führer zu, also in umgekehrter Richtung wie beim gewöhnlichen Löffelbagger. Durch Einsetzen von Löffeln verschiedener Breite kann eine vorgeschriebene Grabenbreite eingehalten werden (etwa von 0,5 m bis 1,4 m); die Tiefe der Gräben kann bis zu 4 m betragen. Nachdem der Löffel während des Grabvorganges angefüllt ist, wird der Ausleger hochgewippt und ausgeschwenkt und schließlich die Entleerung des Löffels herbeigeführt. Die Handhabung der einzelnen Förderbewegungen durch den Baggerführer geschieht in ähnlicher Weise wie beim Löffelbagger. Eine weitere Sonderausrüstung gestattet, den Löffelbagger in den „Skimmer“ [d. h. etwa „Abrahmer“ oder „Schichtenbagger“⁵⁾] umzuwandeln (Abb. 15 u. 16), der durch die wagrecht nach vorn geführte Bewegung des Skimmerlöffels

die Herstellung einer ganz gleichmäßigen ebenen Fläche ermöglicht. Weitverbreitete Anwendungen sind das Abheben von Straßendecken und das Einebnen des Geländes zur Vorbereitung von Straßenbauarbeiten. Mit dem einfachen Löffelbagger lassen sich diese Arbeiten nicht in gleich

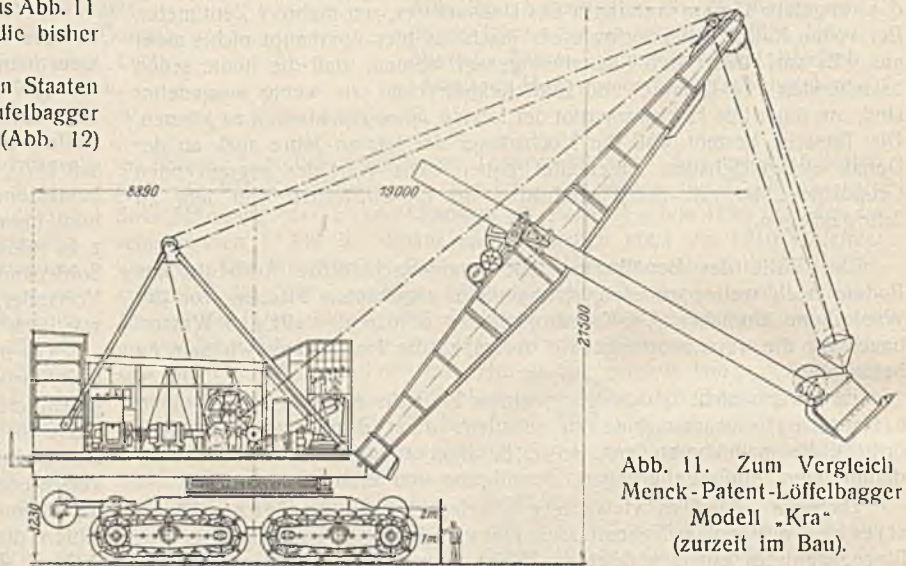


Abb. 11. Zum Vergleich Menck-Patent-Löffelbagger Modell „Kra“ (zurzeit im Bau).

trefflicher Weise ausführen, und es ist daher verständlich, daß die neuen Maschinen ein großes Absatzgebiet im Straßenbau der Vereinigten Staaten gefunden haben.⁵⁾

Bekanntlich werden in Amerika jährlich hunderte von Millionen Dollar für Straßenneubauten ausgegeben, um den dauernd in Steigung begriffenen

⁵⁾ „Geräte und Maschinen des nordamerikanischen Landstraßenbaues“ von Prof. Dr.-Ing. R. Woernle, Danzig 1926, Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg.



Abb. 13. Raupen-Grabenschaufel („ditcher“) von Link-Belt (Inhalt 0,75 m³).

Abb. 15 u. 16. Wagrecht arbeitender Schichtenbagger („skimmer“).

Abb. 15.

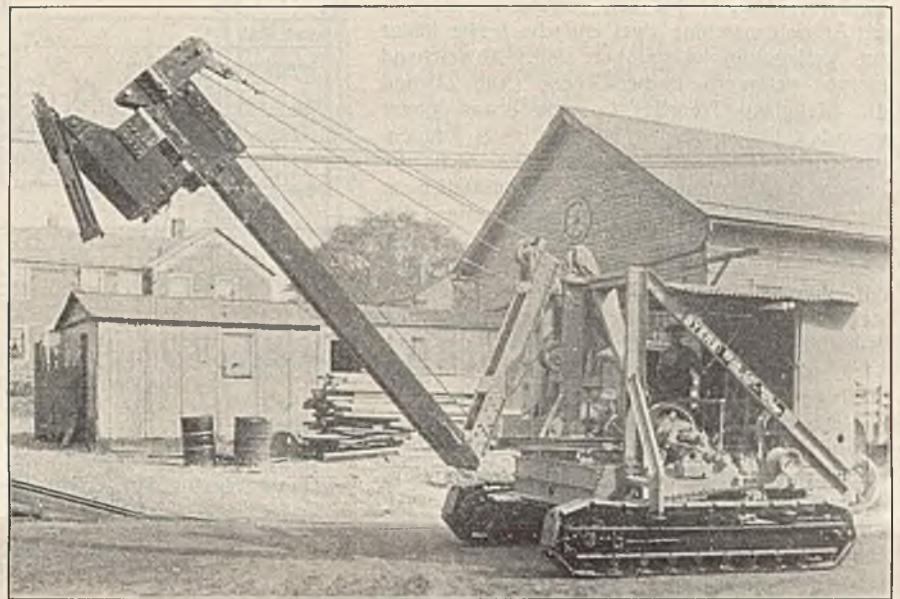
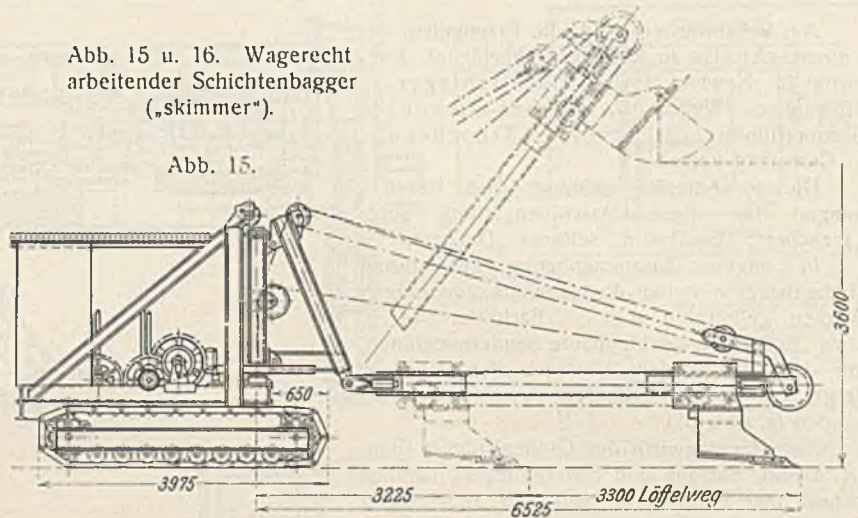


Abb. 16.

Abb. 14. Aushub-Profil von Byers Raupen-Grabenschaufel.

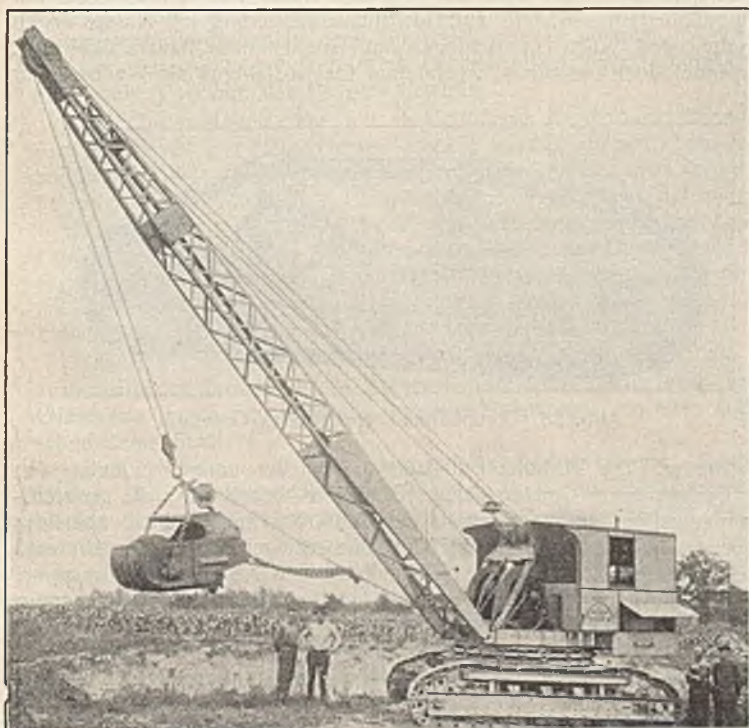
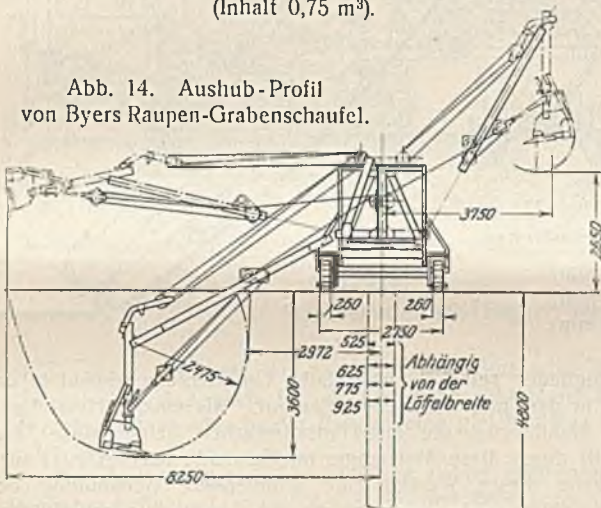


Abb. 12. Eimerseilbagger von Orton (Kran mit Schürfer).

Autoverkehr auch in den abgelegenen Gegenden zu bewältigen. Bei dem Bau von Betonstraßen wird der Raupenlöffelbagger mit den erwähnten Umstellungsmöglichkeiten als Kran, Eimerseilbagger, Ramme, „Ditcher“, „Skimmer“ usw. benutzt, der zu Tausenden über das Land verteilt ist und je nach der ihm gestellten Förderaufgabe ausgerüstet sofort helfend eingreifen kann.

II. Grabenbagger.

Die amerikanischen Löffelbagger sind, wie gesagt, durch Mitlieferung von Sonderausrüstungen in der Regel so umstellbar, daß sie auch zum Ziehen von Gräben und ähnlichen Bodenvertiefungen verwendet werden können. Das Arbeiten mit diesen Maschinen erfordert vom Baggerführer eine geschickte Handhabung, um beim jedesmaligen Einsetzen des Löffels einen gleichmäßigen Schnitt zu erzielen. Die Regelung des Bagger-vorschubes ist dem Führer überlassen; bei tiefen Gräben ist der Ausblick vom Führerstande bis auf die Grabensohle sehr erschwert. Aus diesen betriebstechnischen Gründen haben sich in den Bedarfsfällen, wo im Baubetriebe umfangreiche und gleichförmige Grabenarbeiten zu bewältigen sind, Spezialmaschinen eingeführt, die ein gleichmäßigeres, fast selbsttätiges Baggern gestatten. Diese Grabenbagger gehören zur Art der in Deutschland verbreiteten Eimerkettenbagger, sind aber durchgängig verhältnismäßig leicht gebaute und praktische Baumaschinen, die in bequemer Weise von einer Baustelle zur nächsten befördert werden können. Ausgedehnte Verwendung finden diese Bagger für Gräben zum Verlegen von Wasser- oder Gasrohren, ferner für Schwach- oder Starkstromkabel und ähnliche Zwecke; sie bilden daher einen wichtigen Bestandteil des Maschinenparkes der amerikanischen Straßenbauunternehmer.

Durch den allmählich stattfindenden, zwangsläufig gesteuerten Vorschub der auf Raupenbändern laufenden Maschine nebst Eimerleiter wird ein gleichmäßiges, dauerndes Abschürfen der Erdmassen herbeigeführt, so daß vollkommen „saubere“ Gräben hergestellt werden können. Der Baggerführer hat hier eine mehr „kontrollierende“ Tätigkeit des gesamten Triebwerkes auszuüben — im Gegensatz zu den zu Grabenbaggern umgestellten Löffelbaggern — wo der Führer bei jedem Förderstöße die Steuerung der einzelnen Bewegungsvorgänge selbst zu übernehmen hat.

Am bekanntesten sind die Erzeugnisse der Firmen: Austin in Muskegon (Michigan), Parsons in Newton (Jowa), Harnischfeger in Milwaukee (Wisconsin), Barber-Greene in Aurora (Illinois) und Cleveland Trencher Co. in Cleveland (Ohio).

Die in Amerika gebräuchlichen Bezeichnungen für diese Maschinengattung sind: „Trencher“, „Excavator“, seltener „Ditcher“.

In engem Zusammenhange mit diesen Grabenbaggern stehen die ebenfalls von obigen Werken gelieferten sogen. „Backfiller“ (d. h. etwa „Zufüller“), leichtgebaute Sondermaschinen, mit denen nach dem Verlegen der Rohre u. dergl. die Gräben zugefüllt und eingeebnet werden (s. Abb. 31).

Das Hauptgewicht des Grabenbaggers (Bauart Austin, Parsons und Harnischfeger), nämlich Eimerleiter, Förderband und die zugehörigen Triebwerke, ruht auf zwei kurzen Raupenbändern (Abb. 17 bis 23), während unterhalb der Antriebsmaschine zwei einfache breite Räder zur Verlagerung vorgesehen sind. Abweichend hiervon verlagern Barber-Greene (Abb. 24) und die Cleveland Trencher Co. die etwas kürzer gebauten Grabenbagger nur auf zwei Raupenbändern. Überhaupt unterscheiden sich die beiden letztgenannten Bagger grundsätzlich in ihrem äußeren Aufbau von den unter sich ähnlichen Konstruktionen der drei ersten Werke. So ist die Maschine von Barber-Greene mit einer heb- und senkbaren — einem Becherwerk ähnlichen — Schürfvorrichtung ausgestattet, während die Cleveland Trencher Co. einen etwa 3,8 t wiegenden Fräsbagger mit ringförmigem Schürfgerät (Abb. 25a u. b) auf den Markt bringt.

Die Raupenbauarten und deren Antriebe weichen zum Teil von denen der amerikanischen Löffelbagger wesentlich ab. Austin und Harnischfeger treiben das Raupenband von dem einen Umlenkrade an (Abb. 26), während Parsons den Zentralantrieb bevorzugt und die mittlere große Tragrolle (Abb. 27) zum Antriebe benutzt. Barber-Greene und Cleveland Trencher Co. haben etwas längere Raupenbänder, die ähnlich wie bei den amerikanischen Löffelbaggern durch eine Anzahl von Tragrollen unterstützt werden. Bei der Ausführung von Barber-Greene ist bemerkenswert, daß die beiden Raupen sich unmittelbar seitlich vom Schürfelevator (Abb. 24) befinden,

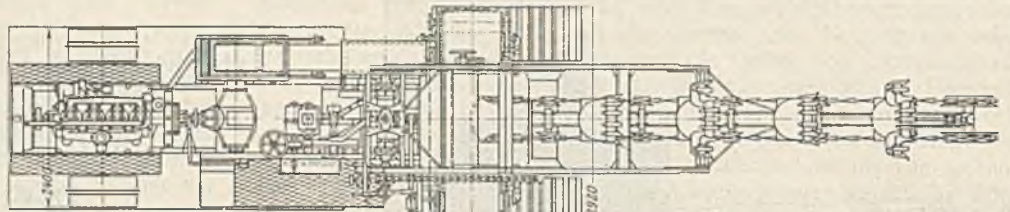


Abb. 17.

Abb. 17 bis 22.
Grabenbagger von Austin.

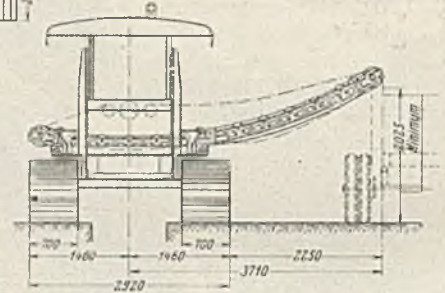


Abb. 18.

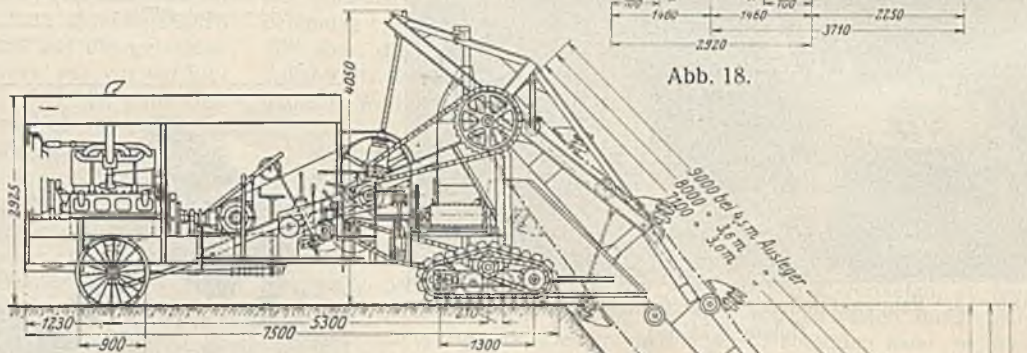


Abb. 19.

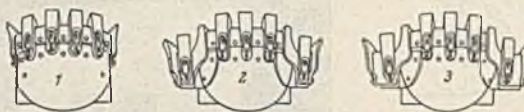


Abb. 20. Abb. 21. Abb. 22.
Eimersatz für die verschiedenen Grabenbreiten.

Eimerbreiten: Nr. 1 = 18" (457 mm)
Nr. 2 = 24" (610 mm)
Nr. 3 = 30" (760 mm).

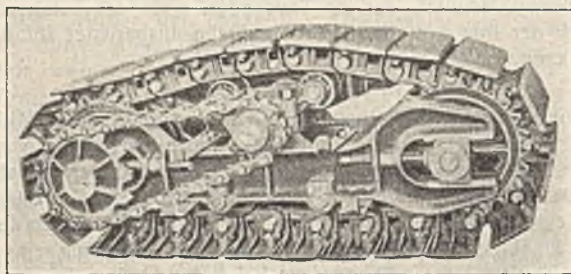


Abb. 26. Raupenband von Harnischfeger.



Abb. 27. Raupenband von Parsons.

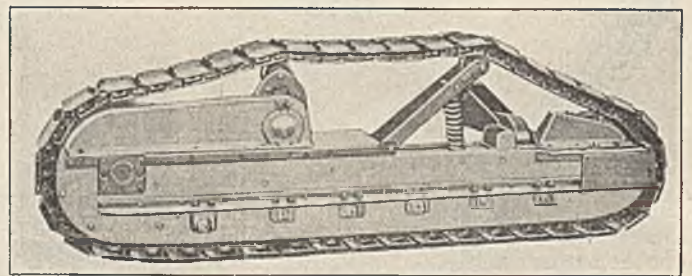


Abb. 28. Raupenband von Barber-Greene.

um eine günstige Druckverteilung über die ganze Raupenlänge zu erzielen. Unter dem oberen Teile des Bandes ist außer einer gewöhnlichen Tragrolle noch eine weitere, an einem federnden Hebel (Abb. 28) befestigte Tragrolle angeordnet, die das Band unter Spannung hält. Meist findet man auf beiden äußeren Seiten der Raupen kräftige Schutzschilde, die das Eindringen von Erdschutt und Steinen in die sich bewegenden Teile verhüten sollen.

Die Raupenglieder selbst weisen starke Unterschiede sowohl in der Form als auch in der Güte des Werkstoffes auf. Als einzige Herstellerin nimmt Austin Stahlbleche, die mit Hartholzstücken belegt sind. Das Raupenband fällt durch diese Maßnahme im Gewichte leichter aus; auch soll nach Angabe dieses Werkes eine schonendere Behandlung des Straßenpflasters gewährleistet werden, als dies bei den sonst üblichen Sonderstahlraupen der Fall ist. Parsons rüstet den Grabenbagger mit Stahlgußgliedern aus, die zur Gewichtsverminderung mit Aussparungen versehen sind; auch Harnischfeger hat eine ähnliche Bauart (Abb. 26), verwendet aber besonders behandelten Elektrostahlguß als Werkstoff für

die Glieder. Die Verbindungsbolzen der Glieder untereinander werden aus hochwertigem Sonderstahl (z. B. Chrom-Nickelstahl), die Antriebsräder zuweilen aus Manganstahl gefertigt. Nachspannvorrichtungen der Raupenbänder sind von Austin und Harnischfeger an beiden Umlenrollen vorgesehen. — Mit den Bodendrücken der Raupen geht man bei den Grabenbaggern nicht ganz so hoch wie bei den kleinen Löffelbaggern und läßt nur etwa 0,5 bis 0,6 kg cm² zu.

Von Wichtigkeit ist die Verlagerung der Raupenbänder im Maschinenrahmen, so daß auch bei unebenen Bodenverhältnissen der Druck sich möglichst gleichmäßig verteilt. Barber-Greene legt besonderen Wert auf die sachgemäße Ausbildung der Dreipunktverlagerung (Abb. 29). Während die vordere, d. h. die am Becherwerk gelegene Achse im Querträger der

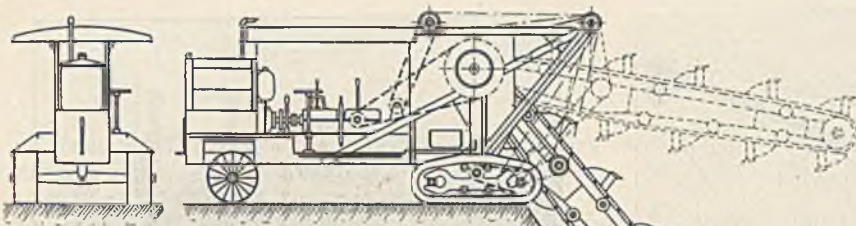


Abb. 23. Grabenbagger von Harnischfeger.

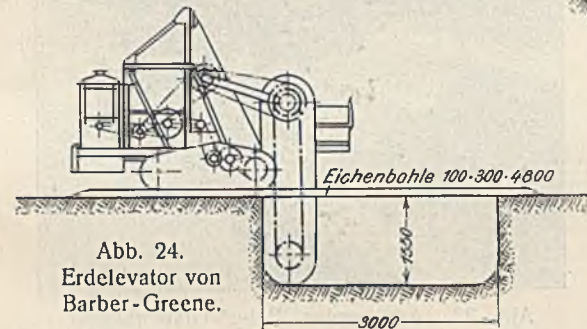


Abb. 24. Erdelevator von Barber-Greene.

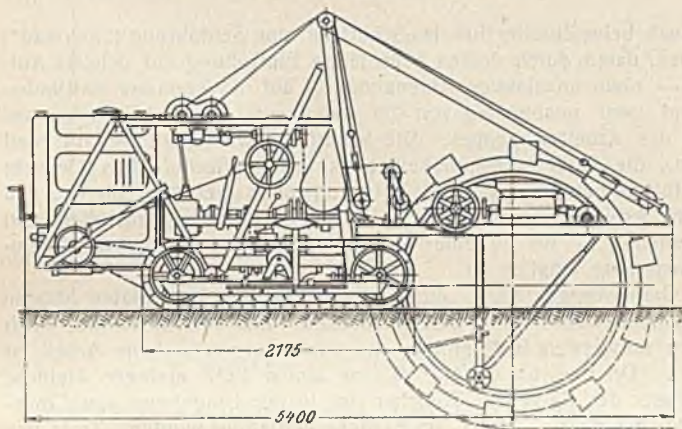


Abb. 25a. Schaufelrad-(Fräs-)Bagger der Cleveland Trencher Co.

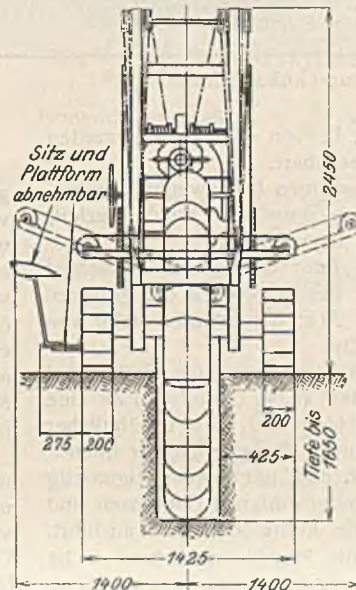


Abb. 25b.

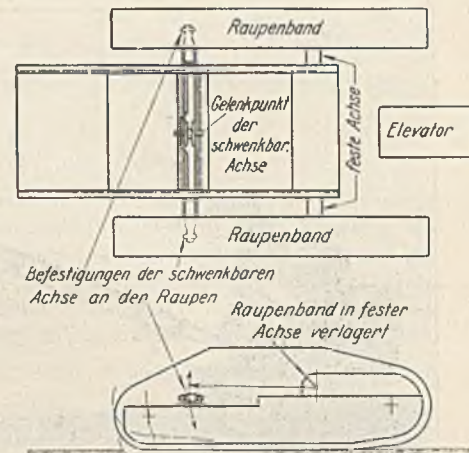


Abb. 29. Dreipunktverlagerung des Erdelevators von Barber-Greene.

kann das Band vorübergehend zurückgezogen und auf die entgegengesetzte Seite umgestellt werden. Auch der seitlich angebrachte Führersitz (Abb. 25a u. b) kann bei den kleineren Baggern abgenommen werden, um bei Behinderungen das Profil der Maschine freizugeben.

Bei der Mehrzahl der amerikanischen Grabenbagger ist die Höhenlage des Bandes verstellbar, so daß bei mäßiger Schräglage das Beladen von bereitstehenden Fahrzeugen (Abb. 18) ermöglicht wird.

Zum Antriebe dienen fast ausschließlich Gasolinmotoren, deren Stärke je nach Größe der Bagger sich zwischen 30 und 70 PS bewegt. Die Arbeitsübertragung vom Motor auf die Eimerkette wird von den einzelnen Werken konstruktiv verschieden

Raupe starr verlagert ist, kann sich die Hinterachse um einen Zapfen bewegen, so daß auch bei der in dieser Abbildung wiedergegebenen Schräglage einer oder beider Raupen eine gleichmäßige Kraftübertragung erzielt wird.

Die Geschwindigkeit beim Graben richtet sich naturgemäß nach der Bodenbeschaffenheit sowie der Tiefe und Breite der Gräben und kann daher in verhältnismäßig weiten Grenzen schwanken. In der Regel sind drei bis sechs Geschwindigkeitsstufen vorhanden, die nach Maßgabe der vorliegenden Förderbedingungen eingestellt werden können. Gleichzeitig mit der Grabgeschwindigkeit wird in demselben Geschwindigkeitsverhältnis der Vorschub des Baggers bewirkt.

Die Grabenbreiten, die mit den größeren Baggern der Werke von Austin, Parsons und Harnischfeger erreicht werden können, betragen 0,5 bis fast 2 m, bei der mittleren Type von Barber-Greene etwa 0,75 m und bei dem kleinen Modell der Cleveland Trencher Co. etwa 0,3 bis 0,5 m. — Grabentiefen sind entsprechend den Großen der Baggermodelle bis zu 4 m erzielbar. Durch Ansatzmesser, die zu beiden Seiten der Eimer angeschraubt werden (Abb. 20 bis 22), können die entsprechenden Grabenbreiten beim Baggern hergestellt werden; in der Regel werden diese Zubehorteile für drei bis vier verschiedene Breiten mitgeliefert.

Die Eimer selbst sind aus hochwertigem Stahl gefertigt, die leicht austauschbaren Reißzähne aus Mangan- oder Nickelstahl; auch für die Eimerkette wählt man ebenfalls derartige Stahlsorten, zuweilen auch geschmiedeten Stahl.

Beim Arbeiten mit dem Bagger von Barber-Greene lassen sich Gruben mit allseitig senkrechten Wänden (z. B. für Telefonmaste) herstellen, da der Schürfelevator heb- und senkbar eingerichtet ist (Abb. 24); bei den Baggern der übrigen Werke ist dies nicht in gleicher Weise möglich, da die Schräglage der Eimerleiter, bezw. die Kreisform beim Fräs-bagger der Cleveland Trencher Co. dies nicht gestattet. Sämtliche Grabenbagger sind mit einem Querförderbande (Abb. 25 u. 30) versehen, welches das Fördergut von den Eimern übernimmt. Dieses Band, das 0,5 bis etwa 1 m breit ist, ist nach beiden Seiten herausziehbar und wirft das gebaggerte Fördergut langs einer Seite des Grabens ab. Zuweilen kommt es bei den Bauarbeiten vor, daß dicht neben den Gräben Telefonmaste stehen, die das Durchfahrprofil der Maschine beengen. In diesem Falle

gelöst; das Gleiche gilt für die Antriebszwischenglieder des Bandförderers und der Raupenbänder.

Zuweilen sind in dem abzubaggernden Boden größere Steine eingebettet, die von den Eimern nicht erfaßt oder gehoben werden können. Beim Auftreten derartiger unüberwindlicher Grabwiderstände tritt eine besonders ausgebildete Rutschkupplung in Tätigkeit, durch die auch der Baggerführer aufmerksam wird, der alsdann die Beseitigung des Hindernisses durch Hacke oder Brecheisen veranlaßt. Diese Rutschkupplung kann in der Regel für bestimmte höchstzulässige Grabwiderstände eingestellt werden und verhilft die übermäßige Beanspruchung aller kraftübertragenden Triebwerkteile und der Antriebsmaschine.

Am oberen Ende der Elmerleiter ist eine Reinigungsvorrichtung für die Eimer angeordnet, die um den Zapfen der Umföhrungsräder schwenk-

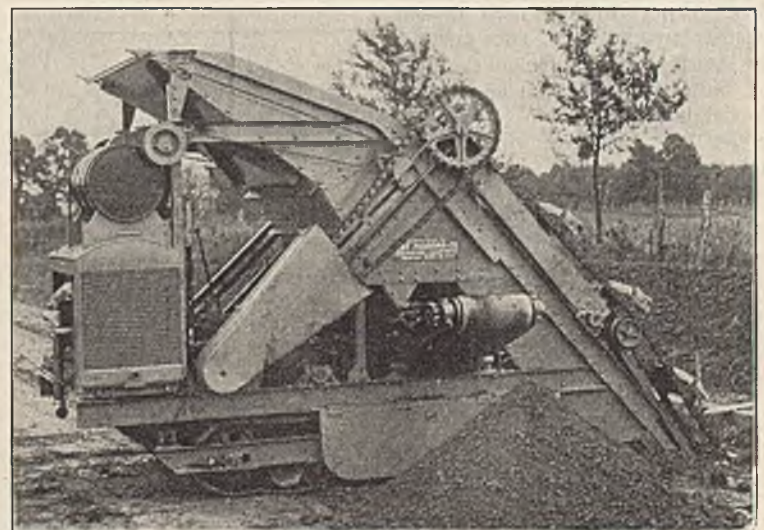


Abb. 30. Parsons Grabenbagger (Querförderer).

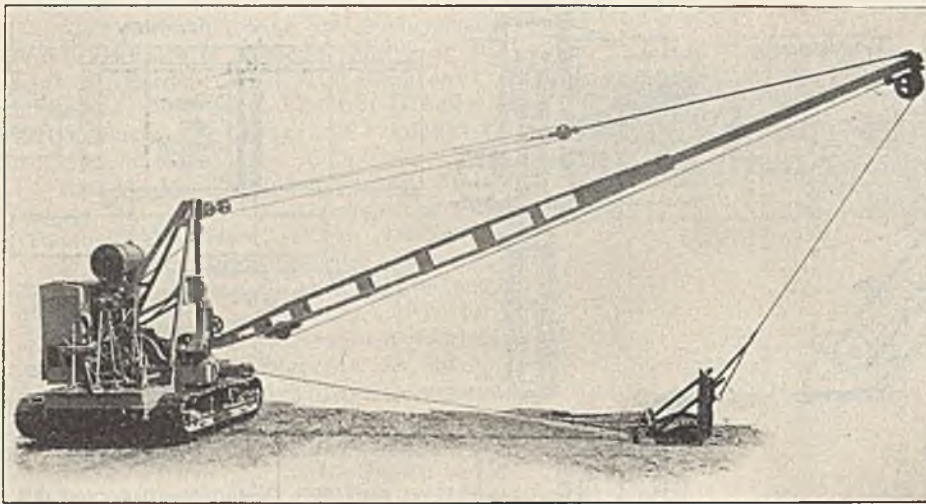


Abb. 31. Parsons Grabenzufüller.

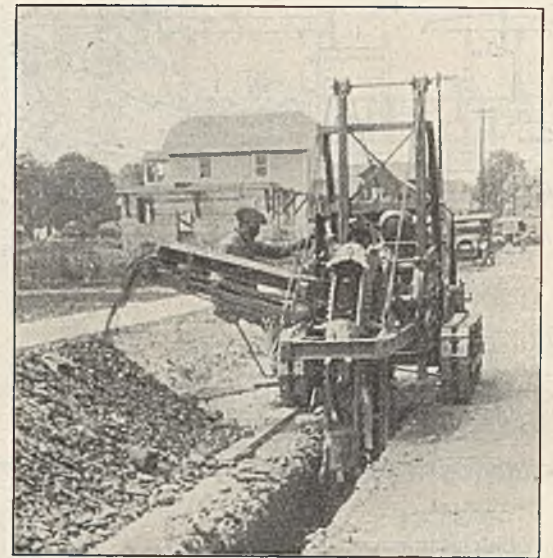


Abb. 32. Arbeitender „Baby“-Grabenbagger.

bar ist. Auch bei klebrigem Fördergut, z. B. Ton oder Lehm, werden hierdurch die Eimer gründlich selbsttätig gesäubert.

Die Schmierung aller drehbaren und sonstigen in Bewegung befindlichen mechanischen Teile geschieht von einer Zentralstelle durch Drucköl; meist wird das sogenannte „Alemisystem“ angewandt.

Während der leichteste Grabenbagger („Baby digger“ der Cleveland Trencher Co.) nur etwa 3,8 t Gesamtgewicht besitzt, wiegen die größeren Eimerbagger (Austin und Parsons) bis etwa 20 t; der Schürfelevator von Barber-Greene hält mit 8 t ungefähr die Mitte.

Zum Zuschütten der von den Grabenbaggern gezogenen Gräben hat sich in den Vereinigten Staaten der „Backfiller“ (d. h. „Zufüller“) als eine verbreitete Sondermaschine herausgebildet (Abb. 31), die in ähnlicher Weise wie die auch in Deutschland bekannten Eimerseilbagger (Menck & Hambrock, Orenstein & Koppel) arbeitet und mit einem eigenartig ausgebildeten Schürfgerät das Abtragen der aufgeworfenen Erdmassen und das Zuschütten der Gräben nach Einlegung der Rohre oder Kabel ausführt.

Nur der Ausleger als solcher — nicht die Maschinenplattform — ist um fast 180° schwenkbar angeordnet; seine Länge beträgt bis zu 10 m. Das Schürfgerät ist mit Zähnen bewehrt. Eine große Zahl der mechanischen Einzelteile des Zufüllers ist ähnlich wie bei den Löffelbaggern bzw. Eimerseilbaggern gestaltet. Der Zufüller ist ebenfalls auf Raupenbändern fahrbar und kann stündlich bis zu 3 km zurücklegen. In der Minute lassen sich etwa 5 bis 8 Förderspiele ausführen, so daß das Zufüllen der Gräben — mit Handarbeit verglichen — in außerordentlich kurzer Zeit durchführbar ist. Wie beim Eimerseilbagger, so ist sinn-

gemäß auch beim Zufüller für das Schürfseil eine Seilführung („Fairlead“) vorgesehen, damit durch dessen selbsttätige Einstellung ein sicheres Aufwickeln — ohne unzulässige Ablenkung — auf die Trommel stattfinden kann, und zwar unabhängig von der jeweiligen Lage des Schürfgerätes während des Arbeitsvorganges. Die Schürfgeschwindigkeit beträgt rund 50 m/Min., die Hubgeschwindigkeit etwa das Dreifache. Das Gewicht eines Zufüllers beträgt etwa 5 bis 6 t, und nicht unerwähnt bleibe, daß auch eine Arbeitsweise als Kran — zum Heben von Baustoffen und Maschinenteilen — bis zu einer Tragkraft von etwa 800 kg durch einfache Umstellung möglich ist.

Die Grabenbagger bzw. Zufüller sind in den Vereinigten Staaten für Straßenbauzwecke sehr weit verbreitet. Sie sind imstande, auch unter den schwersten Bedingungen die ihnen vorgeschriebene Arbeit zu verrichten. Dr. Franke sind z. B. im Januar 1927 mehrere kleinere Grabenbagger der Cleveland Trencher Co. in der Umgebung von Cleveland (Ohio) bei etwa — 10° C im Betriebe vorgeführt worden. Trotz des starken Frostes wurde das harte Erdreich in einwandfreier Weise abgehoben, so daß Gräben von vielen Kilometern Länge gezogen wurden (Abb. 32).

Auf Grund dieser bemerkenswerten Leistungen steht zu erwarten, daß auch in Deutschland diese außerordentlich an Handarbeit sparenden Grabenbagger mehr Beachtung finden werden, als es bisher der Fall gewesen ist.

Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Krabbe, Essen.

Elnige Sonderfälle gaben mir Veranlassung, das gegenseitige Verhalten der Druckstreben (D in Abb. 1) und der aus Zwischenpfosten V und Querträger gebildeten zugehörigen offenen Rahmen eingehender zu untersuchen, wobei sich ergeben hat, daß hier die Annahme einer oben am Rahmen angreifenden Kraft $= \frac{1}{100} \cdot D$, entsprechend der Berechnungsweise oben offener Brücken nach den Reichsbahnvorschriften, oder auch die Annahme eines Gelenkes in der Mitte der Strebe zu falschen Vorstellungen über die gegenseitige Wirkungsweise von Rahmen und Strebe führt.



Abb. 1.

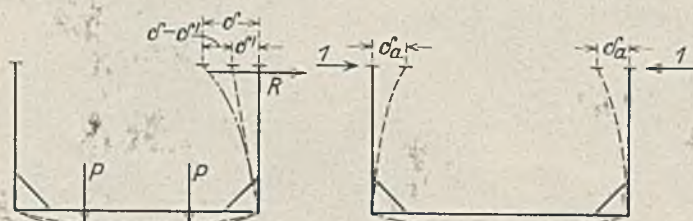


Abb. 2a.

Abb. 2b.

Es bezeichne (Abb. 2a u. 2b):

δ' die Ausbiegung des freien Rahmens unter der Belastung P des Querträgers,

δ die wirkliche Ausbiegung des Rahmens unter Mitwirkung der Strebe D ,
 δ_a die Ausbiegung des freien Rahmens infolge einer wagerechten Kraft 1 .

Dann ist der Widerstand R des Rahmens auf die ausgebogene Strebe:

$$(1) \quad R = \frac{1}{\delta_a} (\delta - \delta').$$

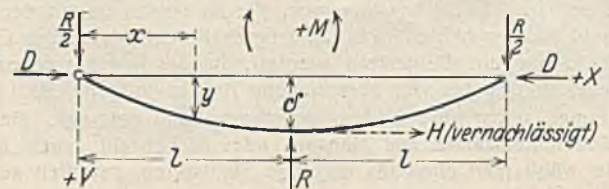


Abb. 3.

Die aus dem Pfosten V und der zugehörigen Nebenstrebe zusammengesetzte, in der Mitte der Strebe in der Richtung ihrer Achse wirkende Kraft H wird, da ohne nennenswerten Einfluß, vernachlässigt.

Die ausgebogene, in der Richtung der Achse mit einer Kraft D beanspruchte Strebe mit der Länge $2l$ ist dann, gelenkige Lagerung an den Enden angenommen, nach Abb. 3 belastet. Die Gleichung ihrer elastischen Linie (für den Teil $x=0$ bis $x=l$) ist dann, da

$$(2) \quad M = Dy - \frac{R}{2} \cdot x,$$

$$(3) \quad \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{D}{EJ} \cdot y = \frac{Rx}{2EJ}.$$

und, wenn gesetzt wird:

$$(3a) \quad \sqrt{\frac{EJ}{D}} = a; \quad \frac{R}{2EJ} \cdot x = \varphi(x)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{y}{a^2} = \varphi(x)$$

eine lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung mit der Störungsfunktion $\varphi(x)$. Sie hat das Integral

$$(4) \quad y = \frac{e^{r_1 x}}{F'(r_1)} \left[C_1 + \int_0^x \varphi(x) e^{-r_1 x} dx \right] + \frac{e^{r_2 x}}{F'(r_2)} \left[C_2 + \int_0^x \varphi(x) e^{-r_2 x} dx \right]$$

wobei r_1 und r_2 die Wurzeln der quadratischen Gleichung:

$$(5) \quad F(r) = r^2 + \frac{1}{a^2} = 0$$

sind. Aus Gl. 5 folgt:

$$r_1 = \frac{i}{a}; \quad r_2 = -\frac{i}{a};$$

$$F'(r) = 2r; \quad F'(r_1) = \frac{2i}{a}; \quad F'(r_2) = -\frac{2i}{a}$$

Damit wird aus Gl. 4

$$(6) \quad y = \frac{ae^{\frac{ix}{a}}}{2i} \left[C_1 + \frac{R}{2EJ} \int_0^x x e^{-\frac{ix}{a}} dx \right] + \frac{ae^{-\frac{ix}{a}}}{-2i} \left[C_2 + \frac{R}{2EJ} \int_0^x x e^{\frac{ix}{a}} dx \right]$$

$$(7) \quad y = C_1 \frac{ae^{\frac{ix}{a}}}{2i} - C_2 \frac{ae^{-\frac{ix}{a}}}{2i} + \frac{Ra^2 x}{2EJ}$$

$$= a \cdot \frac{C_1 - C_2}{2i} \cdot \cos \frac{x}{a} + a \cdot \frac{C_1 + C_2}{2} \cdot \sin \frac{x}{a} + \frac{Ra^2 x}{2EJ}$$

und mit Einführung neuer Festwerte

$$A = a \cdot \frac{C_1 - C_2}{2i}; \quad B = a \cdot \frac{C_1 + C_2}{2}$$

$$(8) \quad y = A \cos \frac{x}{a} + B \sin \frac{x}{a} + \frac{Ra^2 x}{2EJ}$$

Aus $x=0; y=0$ folgt $A=0$; damit folgt aus Gl. 8

$$\frac{dy}{dx} = B \frac{1}{a} \cos \frac{x}{a} + \frac{Ra^2}{2EJ}$$

und, weil für $x=l$ $\frac{dy}{dx} = 0$ ist:

$$B = -\frac{Ra^3}{2EJ \cos \frac{l}{a}}$$

Durch Einsetzung der Festwerte geht Gl. 8 über in

$$(9) \quad y = \frac{Ra^2 x}{2EJ} - \frac{Ra^3 \sin \frac{x}{a}}{2EJ \cos \frac{l}{a}} = \frac{Ra^3}{2EJ} \left(\frac{x}{a} - \frac{\sin \frac{x}{a}}{\cos \frac{l}{a}} \right)$$

Die Ordinaten y der Gl. 9 setzen sich zusammen aus denen einer Sinuslinie und einer Geraden (Abb. 4); erstere hat, wie sich aus Gl. 9 leicht durch Differenzieren ergibt, für den Wert $x=l$ eine der Geraden parallele Tangente; der Wert y wird für $x=l$ ein Maximum und entspricht dem Werte δ in Abb. 2a u. 3.

Hiermit ergibt sich aus Gl. 9 für $x=l$

$$(10) \quad \delta = \frac{Ra^3}{2EJ} \left(\frac{l}{a} - \text{tg} \frac{l}{a} \right)$$

und, wenn gesetzt wird:

$$(11) \quad k = \frac{a^3}{2EJ} \left(\frac{l}{a} - \text{tg} \frac{l}{a} \right) = \frac{a}{2D} \left(\frac{l}{a} - \text{tg} \frac{l}{a} \right)$$

$$(12) \quad \delta = Rk \text{ oder } R = \frac{\delta}{k}$$

Aus Gl. 1 u. 12 folgt

$$(13) \quad \frac{\delta}{k} = \frac{\delta - \delta'}{\delta_a}$$

oder

$$(14) \quad \delta = \frac{k \delta'}{k - \delta_a}$$

und mit Rücksicht auf Gl. 12

$$(15) \quad R = \frac{\delta'}{k - \delta_a}$$

Damit ergeben sich nach Ermittlung des Wertes k aus Gl. 11 in den Gl. 14 u. 15 sehr einfache und übersichtliche Formeln für die Aus-

biegungen und Zusatzbeanspruchungen von Rahmen und Strebe, für letztere nach Gl. 2

$$(16) \quad M = D \delta - \frac{R}{2} \cdot l,$$

woraus sich ihre Gesamtbeanspruchung nach den Vorschriften der Reichsbahn (ω -Verfahren) ergibt:

$$(17) \quad \sigma = \omega \cdot \frac{D}{F} \pm \frac{M}{W_n} \leq \sigma_{zul}$$

Die Gl. 14 u. 15 sind deshalb sehr übersichtlich, weil in ihnen die Werte δ' und δ_a nur von dem elastischen Verhalten des Rahmens abhängig sind, der Wert k dagegen nur von dem elastischen Verhalten der Strebe; die Gleichungen geben ein unmittelbares Bild von der gegenseitigen Wechselwirkung von Rahmen und Strebe, wobei bemerkt sei, daß, wenn man hier zweckmäßig mit den Maßstäben t und cm rechnet, die Werte δ' und δ in cm , die Werte k und δ_a in $\frac{cm}{t}$ zu bemessen sind; δ_a ist der spezifische Widerstand des Rahmens, k der spezifische Widerstand der biegungsfesten Strebe.

Zunächst möge nun vorausgesetzt werden, daß gemäß Abb. 4 der Wert $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ ist. Praktisch ist das fast immer der Fall, wobei bemerkt sei, daß $\frac{l}{a} = \frac{\pi}{2}$ oder $l = \sqrt{\frac{EJ}{D}} \cdot \frac{\pi}{2}$ oder $D = \pi^2 \cdot \frac{EJ}{(2l)^2}$

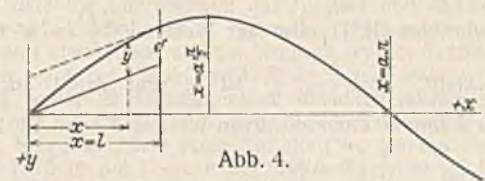


Abb. 4.

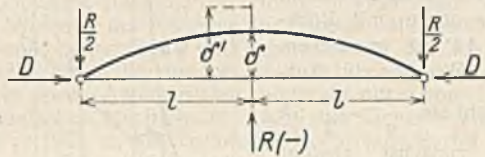


Abb. 5.

bereits die Knicklast nach Euler für die ganze Stablänge $2l$ bedeutet, während $\frac{l}{a} = \pi$ oder $D = \pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$ bereits die Knicklast für die halbe Stablänge l bedeutet, ein Fall, der praktisch selbstredend nicht vorkommen darf. Ist aber $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$, so ist in Gl. 11 $\text{tg} \frac{l}{a}$ positiv und absolut stets $> \frac{l}{a}$, k also negativ. Damit folgt aus Gl. 14, daß δ positiv und $< \delta'$ ist, und ferner aus Gl. 15, daß R negativ ist. Danach ergibt sich eine Beanspruchung der Strebe nach Abb. 5; die Momente $D\delta$ und $\frac{R}{2} \cdot l$ nach Gl. 16 addieren sich.

Daraus folgt als sehr wichtiges Ergebnis:

1. Der Rahmen stützt sich auf die Strebe, deren Ausbiegung den Wert δ' nach Abb. 2a infolgedessen nicht erreicht.

2. In der Mitte hat die Strebe ihr größtes Moment; hier etwa ein Gelenk annehmen zu wollen, wäre widersinnig.

3. Die Strebe von der Länge $2l$ ist als ein auf Druck und Biegung beanspruchter Stab zu behandeln (nach Gl. 14). Es genügt also nicht, sie auf die ganze Länge $2l$ nach dem ω -Verfahren knicksicher zu gestalten, sondern sie muß außerdem noch die zusätzliche Biegunsspannung, die oft recht bedeutend ist, aufnehmen können.

4. Da die Kraft R von der Innenseite der Brücke nach außen wirkt, tritt eine Zusatzbeanspruchung des Querträgers nicht ein, dieser wird vielmehr entlastet.

Hieraus geht hervor, daß die Druckstreben im unterteilten Fachwerk sorgfältiger Berechnung bedürfen, wobei die zum Teil üblichen Annahmen (Kraft $= \frac{1}{100} \cdot D$ nach innen wirkend, entsprechend dem Verfahren bei Druckgurten oben offener Brücken nach der Reichsbahnvorschrift, oder Annahme eines Gelenks in der Stabmitte) völlig versagen.

Bisher wurde die in praktischen Fällen wohl stets vorliegende Annahme gemacht, daß der Wert $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ sei. Es ist jedoch von Interesse, wie das gegenseitige Verhalten von Rahmen und Strebe bei großer werdendem $\frac{l}{a}$, d. h. bei sehr schlanken Streben, sich gestaltet. In Abb. 6 u. 6a sind (vergl. Abb. 4) die Biegelinien der Strebe für verschiedene Verhältnisse

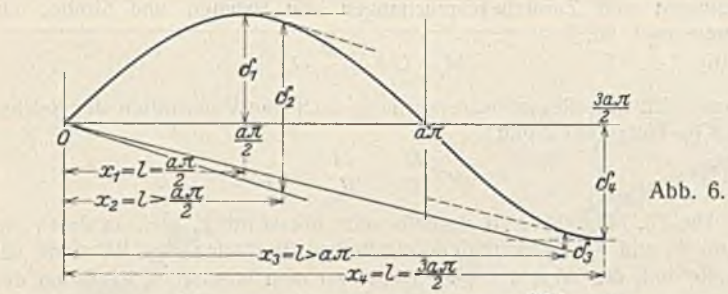


Abb. 6.

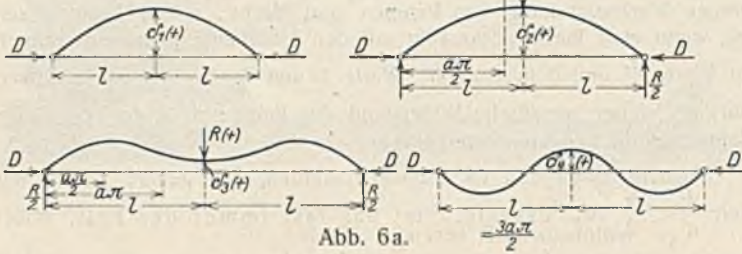


Abb. 6a.

$\frac{l}{a}$ von $\frac{\pi}{2}$ bis $\frac{3\pi}{2}$ dargestellt. Zur besseren Übersicht ist in Abb. 7 der Klammerwert der Gl. 11, also der Wert $k \cdot \frac{2D}{a} = k'$ für $\frac{l}{a}$ von 0 bis $\frac{3\pi}{2}$ dargestellt. Für $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ ist k' und damit auch k negativ. Gl. 14 gibt für δ immer einen positiven Wert $< \delta'$, und Gl. 15 für R einen negativen Wert. $\frac{l}{a} = \frac{\pi}{2} : k = \infty$; der Wert δ in Gl. 14 ist aber nicht unbestimmt, sondern mit Rücksicht auf Gl. 14 ist in diesem Falle $\delta = \delta'$; $R = 0$; ein Ausknicken tritt nicht ein. $\frac{l}{a} > \frac{\pi}{2} : k$ positiv und zunächst absolut größer als δ_a . δ ist positiv und größer als δ' ; R ist positiv, also von außen nach innen gerichtet, d. h. die Strebe stützt sich jetzt auf den Rahmen (Abb. 6a, Gl. 2 u. 3). (Der Einfluß der positiven Kraft R kommt in der Gestalt der Kurven mehr und mehr zum Ausdruck.)

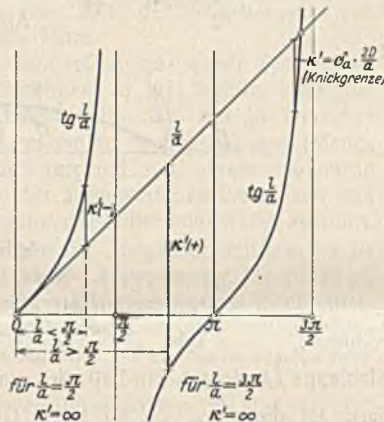


Abb. 7.

Nähert sich nun $\frac{l}{a}$ dem Werte $\frac{3\pi}{2}$, so tritt, bevor $k = 0$ wird, der Fall $k = \delta_a$ ein, womit nach Gl. 14 u. 15 δ und $R = \infty$ werden, also der Knickfall vorliegt. Spezifischer Widerstand des Rahmens und der Strebe sind gleich.

Oberhalb dieser Grenze ist aber wieder stabile Gleichgewichtslage möglich; bis k den Wert 0 erreicht, ist $k < \delta_a$ und positiv, also δ negativ und R negativ, dann wird wieder k negativ, also $\delta < \delta'$ und positiv, R negativ, bis schließlich bei $\frac{l}{a} = \frac{3\pi}{2}$ $k = \infty$, aber δ wiederum $= \delta'$ und $R = 0$ ist (Abb. 6a, Gl. 4). Selbstredend müssen bei den letzten Betrachtungen hinreichend schlanke Stäbe vorausgesetzt werden, so daß ihre hier betrachteten Formänderungen im elastischen Gebiete liegen.

Vorausgesetzt wurde bei der ganzen Abhandlung, daß die Größe der Kraft D von den Formänderungen der Strebe unabhängig ist, d. h. die Strebe als an ihren Enden beweglich gelagert angenommen werden darf. Das ist beim statisch bestimmten Fachwerk der Fall, beim statisch unbestimmten Fachwerk im allgemeinen nicht.

Beispiel: Als Beispiel diene die Druckstrebe D (Abb. 8) einer kürzlich vollendeten Brücke aus St 48. Die Strebe, deren Querschnitt in Abb. 10 dargestellt ist, ist nach den Vorschriften der Reichsbahn auf die ganze Länge $2l$ knicksicher berechnet, wobei sich ergibt bei einer Druckkraft $D = 230$ t

$$\sigma = \frac{\omega D}{F} = \frac{1,37 \cdot 230\,000}{184,1} = -1705 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_{zul} = 1820).$$

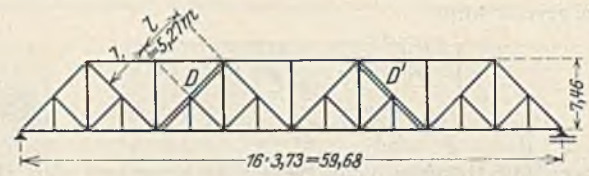


Abb. 8.

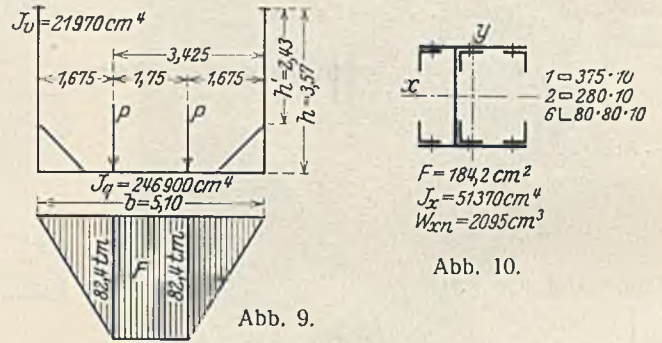


Abb. 9.

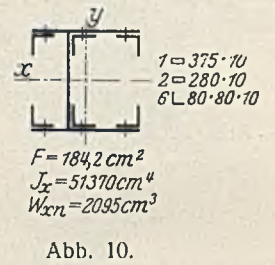


Abb. 10.

Die Strebe galt also als reichlich knicksicher bemessen. Nach den in Abb. 9 angegebenen Abmessungen des Rahmens ergibt sich

$$\delta_a = \frac{h^2 b}{2 E J_q} + \frac{h'^3}{3 E J_v} = \frac{357^2 \cdot 510}{2 \cdot 2100 \cdot 246\,900} + \frac{243^3}{3 \cdot 2100 \cdot 21\,970}$$

$$\delta_a = 0,066 + 0,1041 = 0,170 \text{ cm/t.}$$

$$\delta' = \frac{\delta h}{2 E J_q} = \frac{8240 \cdot 342,5 \cdot 357}{2 \cdot 2100 \cdot 246\,900} = 0,972 \text{ cm. (Vergl. Abb. 9)}$$

Nach Gl. 11 ist

$$k = \frac{a}{2D} \left(\frac{l}{a} - \text{tg} \frac{l}{a} \right),$$

wobei $a = \sqrt{\frac{E J_x}{D}} = \sqrt{\frac{2100 \cdot 51\,370}{230}} = 685 \text{ cm.}$

$$k = \frac{685}{2 \cdot 230} \left(\frac{527}{685} - \text{tg} \frac{527}{685} \right)$$

$$\text{tg} \frac{527}{685} = \text{tg} 44^\circ 6' = 0,969.$$

$$k = -0,290 \text{ cm/t.}$$

Damit wird nach Gl. 14

$$\delta = \frac{k \delta'}{k - \delta_a} = \frac{-0,290 \cdot 0,972}{-0,290 - 0,170} = +0,613 \text{ cm,}$$

und nach Gl. 15

$$R = \frac{\delta'}{k - \delta_a} = \frac{0,972}{-0,290 - 0,170} = -2,11 \text{ t.}$$

Die Strebe erhält also nach Gl. 16 ein Moment

$$M = D \delta - \frac{R}{2} \cdot l = \left(230 \cdot 0,613 + \frac{2,11}{2} \cdot 527 \right) \text{ tcm}$$

$$M = 141 + 555 = 696 \text{ tcm.}$$

Die Gesamtbeanspruchung der Strebe ist also nach Gl. 17

$$\sigma = \omega \cdot \frac{D}{F} \pm \frac{M}{W_n}$$

$$\min \sigma = -1705 - \frac{696\,000}{2095} = (-1705 - 332) \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \sigma = -2037 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_{zul} = 1820).$$

Die Strebe ist also erheblich überbeansprucht. Der Querträger dagegen erhält keine Zusatzbeanspruchung, er wird vielmehr entlastet, da R negativ, also vom Innern der Brücke nach außen am oberen Ende des Rahmens angreift.

Bemerkte sei noch, daß die hier errechnete Beanspruchung der Strebe bei voll belastetem Querträger und größter Druckbeanspruchung der Strebe auftritt; diese größten Belastungen treten tatsächlich gleichzeitig auf, nämlich dann, wenn die Lokomotive an der Spitze des Zuges in das Feld der Strebe vorgerückt ist.

Selbstredend ist auch der Zwischenpfosten so zu bemessen, daß er außer seiner Beanspruchung in der Achse das durch die an seinem oberen Ende angreifende, nach außen wirkende Kraft R erzeugte Moment aufnehmen kann.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. November erschienene Heft 22 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Adolf Bühler: Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. — Dipl.-Ing. Georg Torda: Allgemeines Verfahren zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten. — Regierungsbaurat Stern: Die Baukontrolle bei Eisenbetonbauten.

Die Zerstörung der Rheinbrücke bei Tavanasa. Die durch die Folgen eines Murganges am 25. September 1927 zertrümmerte und auf das linke Ufer des Rheines geworfene Eisenbetonbogenbrücke bei Tavanasa bietet die seltene Gelegenheit, aus dem Zustande und der Lage der Trümmer Schlüsse von allgemeinem Wert auf die Art der Zerstörung und die Güte der Ausführung ziehen zu können. Die Schweiz. Bauztg. vom 29. Oktober 1927 berichtet darüber folgendes:

Von der etwas schräg zur Brückenachse verlaufenden Haupttader des Murganges wurde zunächst der in Abb. 1 mit I bezeichnete, am rechten Widerlager anschließende Brückenteil getroffen, abgeschlagen und völlig vernichtet. Dadurch wurden die Scheitel- und Kämpferdrücke frei, die beiden vorher sich gegeneinander abstützenden Scheiben des Dreigelenkbogen-Tragwerks lösten sich voneinander und wurden von der lebendigen Kraft der niedergehenden Felsmassen auf das linke Ufer gerissen.



Abb. 1.



Abb. 2.

Abb. 1 läßt die Lage der Brückentrümmer oberhalb der linken Uferböschung erkennen, Abb. 2 zeigt die in Abb. 1 mit III bezeichnete linke Brückenhälfte von der vorher flußaufwärts gerichteten Seite.

Zieht man die gewaltigen an der Arbeit gewesenen Naturkräfte in Betracht, dann ist das Verhalten des Eisenbetons der leicht und gefällig wirkenden Brücke als sehr gut zu bewerten: Die Widerstandsfähigkeit der Bauweise gegen dynamische Auswirkungen gelangt in dem Verhalten der linken Brückenhälfte zu klarstem Ausdruck, und es zeigt sich, welch großen Widerstand richtig bewehrte und sachgemäß ausgeführte Eisenbetontragwerke zu leisten vermögen. Auch die Bleigelenke des Dreigelenkbogens haben sich bewährt. Einseitige Zusammenpressungen der Gelenkplatten oder ungleiche Einpressungen an den Gelenkstellen waren nicht festzustellen.

Das 22 Jahre alte Eisenbetonbauwerk zeigte an keiner der infolge der Zertrümmerung zahlreichen Rissestellen, die sorgfältig untersucht wurden, auch nur Spuren von Rost. Die Bewehrungsseisen aus weichem Flußstahl waren sachgemäß verteilt, sorgfältig verlegt und nirgends zu eng angeordnet; der Abstand der äußersten Flächen der Bewehrungsseisen von den Außenkanten und Außenflächen des Betons war an keiner Stelle kleiner als 25 mm. Absprengungen des Betons infolge von Rostbildung an Stellen

zu nahe an die Oberfläche verlegter Eiseneinlagen wurden infolgedessen nirgends beobachtet. Der schwach plastische, gut verarbeitete Beton, der scharfkörniges, sauberes Material enthielt und ein Mischungsverhältnis von Sand:Kies $\approx 5:7$ aufwies, gewährleistete eine innige Umhüllung der Eiseneinlagen. Der gut verarbeitete Beton war frei von Kiesnestern. Betonoberflächen und Betonkanten waren überall sehr gut erhalten und zeigten nirgends Frostschäden. Der weißliche, durch das Alter schwach getönte Kalkanstrich der Betonoberflächen, der das Bauwerk in der Natur freundlich in Erscheinung treten ließ, hat sich vorzüglich gehalten.

Neue Umstände für die Eisenbetonbauweise haben diese Untersuchungen nicht gebracht. Wohl aber haben sie bestätigt, daß mit Sachkenntnis hergestellte Straßenbrücken, unter Beachtung aller Eigenheiten der Eisenbetonbauweise, das für sie beanspruchte Vertrauen verdienen.

Ki.

Dolezalek 50 Jahre akademischer Lehrer. Am 1. November d. Js. konnte der Geheime Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Dolezalek auf eine 50 jährige Tätigkeit als akademischer Lehrer zurückblicken. Anlässlich dieses seltenen Jubiläums fand am 2. November eine Feier in der Aula der Technischen Hochschule Berlin statt, der der jetzt 84 jährige, noch in voller körperlicher und geistiger Frische stehende Jubilar seit 1907 als Professor für Eisenbahn- und Tunnelbau angehört. Obgleich seit mehreren Jahren von den Amtsverpflichtungen entbunden, versah er bis vor kurzem noch voll seinen Lehrstuhl, und jetzt erst wurde ein Nachfolger berufen, Oberregierungsbaurat Frevert, der vorläufig einen Teil und erst Ende 1928 die Lehrtätigkeit des Jubilars voll übernehmen wird.

Carl Dolezalek wurde am 1. November 1843 zu Marburg in Steiermark geboren und stand nach seinem Studium an der Technischen Hochschule zu Wien zunächst (1865 bis 1870) in österreichischen Eisenbahndiensten. 1871 wurde er Oberingenieur der Generalunternehmung der Nord-Ost-Bahn und leitete bis zum Jahre 1873 den Bau der Bahnstrecke Kiralyhaza—M. Szigeth. Nach einer Tätigkeit im Bureau der Unlonbank in Wien trat er 1875 in die Dienste der Gotthardgesellschaft, zunächst als Vertreter des Bauleiters der südlichen Linien in Bellinzona (Tessin), darauf als Leiter der Gotthard-Tunnelbau-Abteilung in Göschenen. 1877 wurde er von dort als Professor der Bauingenieurwissenschaften an die Technische Hochschule Hannover berufen. Dort übernahm er die Lehrtätigkeit am 1. November 1877 zeitweilig und im April 1878 endgültig. In Hannover war er auch in zwei Amtsperioden hintereinander von 1886 bis 1892 Rektor der Technischen Hochschule. 1889 zum Geheimen Regierungsrat ernannt, wurde er 1907 an die Technische Hochschule Berlin als Professor für Eisenbahn- und Tunnelbau berufen.

Während dieser langen Lehrtätigkeit, in der er mehr als 4000 Studierende für den Ingenieurberuf hat ausbilden helfen, war er auch ein bekannter Gutachter und Ratgeber, und eine beträchtliche Anzahl von Aufsätzen, besonders über Eisenbahn- und Tunnelbau, Bohr- und Sprengarbeit, sowie auch seine größeren Werke über „Tunnelbau“ 1890 und „Der Eisenbahntunnel“ 1919, und „Zahnbahnen der Gegenwart“ 1905, geben Zeugnis von seiner schriftstellerischen Tätigkeit.

1907 wurde Dolezalek von der Technischen Hochschule Hannover zum Dr.-Ing. ehr., 1921 von der Technischen Hochschule Berlin zum Ehrenbürger und 1923 anlässlich seines 80 jährigen Geburtstages zum Dr.-Ing. ehr. ernannt.

R.

Der beabsichtigte Neubau der Straßenbrücke über den Menai-Kanal, über den Eng. in Heft 3207 berichtet, bedeutet das Ende eines schönen, historisch und bautechnisch bemerkenswerten alten Bauwerks, nämlich der 1819 bis 1826 von Telford gebauten, 176,80 m weit gespannten Hängebrücke (Abb. 1), die bis heute die einzige Straßenbrücke zwischen der Insel Anglesey und dem Festlande von Wales ist.



Abb 1.

Die Brücke war zunächst für ein Gesamtgewicht von 675 t berechnet, jedoch erfuhr dieses eine Erhöhung um fast 50 % dadurch, daß die von Telford vorgesehene leichte hölzerne Fahrbahn von 202 t Gewicht später durch eine solche von 527 t ersetzt wurde. Die neuerdings, nach mehr als 100 Jahren, vom englischen Verkehrsministerium vorgenommene gründliche Untersuchung der Kabel und der Aufhängung ergab eine durchaus einwandfreie Beschaffenheit, schnelles Gefüge der schwächer und kristallinische Gefüge der stark beanspruchten Glieder trotz einer Beanspruchung von 1120 kg/cm², ausschließlich der gelegentlich recht erheblichen Windlasten.

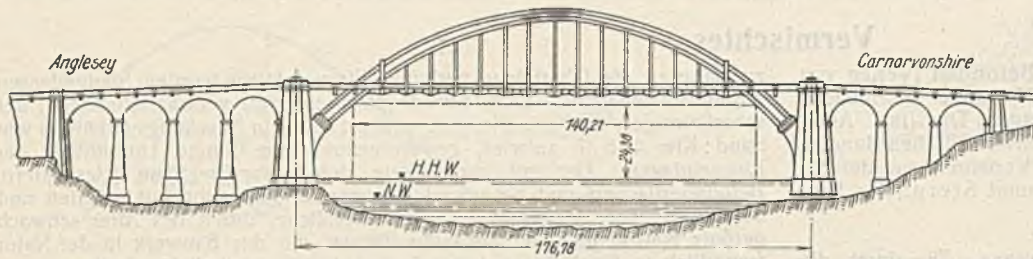


Abb. 2.



Abb. 4.

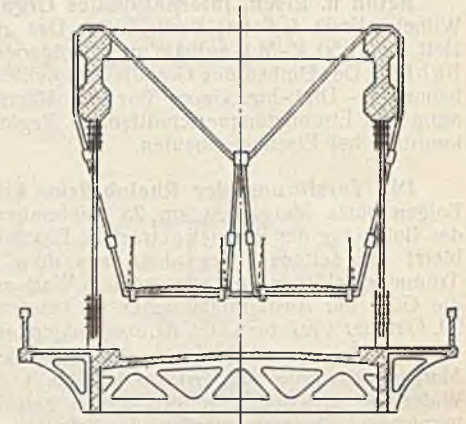


Abb. 3.

Obschon aus gefühlsmäßigen Rücksichten der Bau einer neuen Hängebrücke nahegelegen hätte und technisch durchaus möglich ist, entschloß man sich aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, insbesondere in dem Wunsche nach Fortfall der häufigen Anstricharbeiten, zum Bau einer Eisenbeton-Bogenbrücke von rd. 167,50 m Spannweite. Diese wird die zurzeit weitestgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke überhaupt sein.

Ihre nach Abb. 2 über die Fahrbahn geführten Eisenbetonbogen haben nach dem Vorbilde der Vesubie- und anderer französischer Brücken sowie demjenigen der Bauart Ljungberg I-förmigen Querschnitt und rd. 11,10 m Abstand von Mitte zu Mitte. Die bei dieser Bauart erzielten lichten Durchfahrmaße von 24 m Höhe über H.H.W. und 140 m Weite waren aus Rücksicht auf die Segelschiffahrt dringend erwünscht, so daß der an sich mögliche Bogen mit oberliegender Fahrbahn und in Hochwasserhöhe angeordneten Kämpfern verworfen wurde. Das Mauerwerk der auf beiden Ufern an die Stromöffnung anschließenden Anfahrten war in so einwandfreiem Zustande und seine Abmessungen so genügend, daß man auf eine Erneuerung verzichten durfte. Nur den Unterbau der jetzt durch den Bogenschub beanspruchten bisherigen Kabletürme verbreiterte man und betonierte den bisher hohlen Innenraum aus; ihr über der Fahrbahn gelegener Teil wurde abgetragen.

Die Fahrbahn ist 9,14 m breit, nach beiden Seiten kragen Gehwege von je 3,43 m Breite aus, für die bei dem alten Mauerwerk der Landviadukte Eisenbetonkonsolen anzuordnen sind.

Ebenso wie die Bogen sind auch die fachwerkartig ausgebildeten Querträger und der starke Windverband in Eisenbeton hergestellt (Abb. 3). Die in 11,10 m Abstand angeordneten Hängestangen sind Walzprofile, die beweglich aufgehängt werden, um die Fahrbahn möglichst unabhängig von einer etwaigen Bewegung der Bogen zu machen. Sie sollen zunächst ohne Ummantelung eingehängt werden und erhalten diese erst bei Herstellung der neuen Fahrbahn.

Die Bauausführung ist nach Abb. 3 u. 4 so gedacht, daß man von den Ufern her auf behelfsmäßigen Betonpfeilern eiserne Fachwerk-Lehrgerüstbogen (Abb. 4) vorbaut und auf ihnen — um sie möglichst wenig und allmählich zu belasten — dann nacheinander Untergurt, Steg und Obergurt der I-Eisenbetonträger betonierte, das Lehrgerüst wieder entfernt und an den neuen Bogen mittels der in Abb. 3 erkennbaren Trossen und Seile die alte Fahrbahn aufhängt, damit den notwendigen Verkehr unterhält und inzwischendie neue Eisenbeton-Fahrbahn darunter herstellt. Dadurch, daß die Querträger der letzteren an Land vorbetoniert und fertig an Ort und Stelle verlegt werden, soll dieser Teil der Arbeiten möglichst beschleunigt werden.

Ki.

Benennungen im Teerstraßenbau. (Ausgearbeitet vom „Teer-Ausschuß“ der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau im August 1927.)¹⁾

1. Teertränkmakadam. In eine auf der Straße ausgebreitete Stein-schlagdecke (unter Zugabe von Splitt) wird Teer (gegebenenfalls mit Asphaltzusatz) in erhitztem Zustande eingebracht.

2. Teermischmakadam — Teermakadam. Vor dem Einbau in die Straße wird das Gestein in einzelnen Körnungssorten in Mischanlagen mit Teer (gegebenenfalls unter Zusatz von Asphalt) überzogen. Man unterscheidet Teerschotter, Teersplitt, Teergrus. Der Einbau geschieht kalt oder warm, getrennt nach einzelnen Sorten und Schichten unter Berücksichtigung des Mindestmaßes an Hohlraum und der nachträglichen Verkehrskompression.

3. Teerbeton. Ein unter Berücksichtigung des Mindestmaßes an Hohlraum zusammengesetztes Gesteingemisch (nicht einzelne Gesteinkörnungssorten) wird in Mischanlagen mit Teer (gegebenenfalls unter Zusatz von Asphalt) überzogen. Beim Einbau wird die Teergesteinmasse gemäß Zusammensetzung einheitlich dicht verarbeitet. Die Teergesteinmasse wird heiß oder kalt eingebracht und dicht gewalzt.

4. Teersand. Sand und Steinmehl werden so zusammengesetzt, daß die Mineralmasse ein Mindestmaß an Hohlräumen erhält. Diese Masse wird vor dem Einbau in Mischmaschinen mit Teer (gegebenenfalls unter Zugabe von Asphalt) gemischt und warm oder kalt eingebaut.

Signale mit Sparbeleuchtung. Auf der London- und Nordostbahn, in der Nähe von Darlington, werden zurzeit, wie „Railway Engineer“ im Oktoberheft berichtet, Signale erprobt, die zwar Lichtsignale sind,

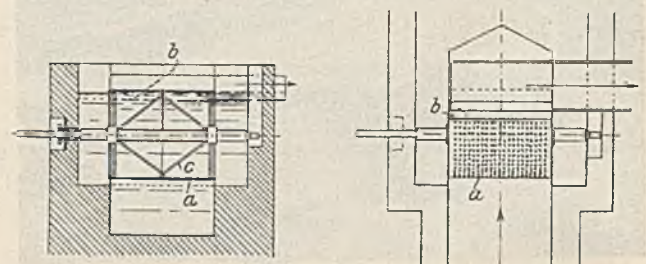
¹⁾ Die Benennungen sind als Sonderdruck erschienen und durch die Geschäftsstelle der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30, zum Preise von 5 Pf. für das Exemplar zu beziehen.

deren Lampen aber nicht dauernd leuchten, sondern nur solange sich ein Zug in der Nähe befindet. Sie werden erst zum Leuchten gebracht, wenn ein Zug sich ihnen naht, indem dieser einen Gleisstrom schließt, wodurch je nach dem Zustande der Strecke wiederum durch Vermittlung von Gleisströmen, die die Signale betätigen, rotes, gelbes oder grünes Licht erscheint. Wenn der Zug das Signal überfährt, geht das Licht auf Rot und erlischt dann, wenn der Zug etwa 1500 bis 1800 m weitergefahren ist. Den neuen Signalen wird große Sparsamkeit im Betriebe nachgerühmt. Da die Lampen nicht dauernd leuchten, ist ihre Lebensdauer erheblich verlängert, und außerdem ist der Stromverbrauch wesentlich geringer als bei dauernd leuchtenden Lampen. Ein Mangel besteht natürlich insofern, als die Signale bei einer Störung nicht, wie es sonst verlangt wird, rotes Licht zeigen. Man hält ihn aber für unbedenklich, weil jedes Signal als Vorsignal für das folgende ausgebildet und nicht anzunehmen ist, daß zwei aufeinanderfolgende Signale versagen; der Lokomotivführer wird außerdem, da die Signale in gleichen Abständen stehen, wissen, wann er ein Signal erwarten muß und infolgedessen auch das unbeleuchtete Signal bemerken. Das mag bei Tage der Fall sein, wie aber in der Nacht? Die Ersparnis mag erheblich sein; bei fünf Zügen in der Stunde, wobei für jeden während dreier Minuten Licht gezeigt werden muß, beträgt sie z. B. gegenüber den dauernd leuchtenden Lampen 75%. Ob aber nicht die Mehrkosten wegen der größeren Sicherheit getragen werden müssen, scheint mindestens zweifelhaft. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Drehbarer Trommelrechen. (Kl. 84 a, Nr. 446 470 vom 8. 1. 1926 von Firma H. Reichelt in Lichtenstadt b. Karlsbad, Tschechoslowakische Republik.) — An dem im Wasser drehbar gelagerten Trommelrechen *a* streift ein Abstreifer *b*, der die Schwimmsel ableitet. In dem Trommel-



rechen ist ein Schwimmkörper *c* eingebaut, der aus einem luftdicht geschweißten, hohlen Doppelkegel besteht. Dieser hebt die Gewichtswirkung des Trommelrechens auf, so daß er mit geringem Verschleiß seiner Lagerungsteile arbeitet.

Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Erich Sachse, Max Krause, Richard Zacher und Friedrich Fath (Wasser- und Straßenbaufach); Alfred Küssel, Karl Wehrmeister und Paul Hutloff (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung. — Amerikanische „Raupen“-Löffel- und -Grabenbagger. (Schluß). — Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zerstörung der Rheinbrücke bei Tavanasa. — Dolezalek 50 Jahre akademischer Lehrer. — Beabsichtigter Neubau der Straßenbrücke über den Menai-Kanal. — Benennungen im Teerstraßenbau. — Signale mit Sparbeleuchtung. — Patentschau. — Personalnachrichten.