

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 15. Dezember 1933

Heft 53

Ausrüstung von Schleusen an Binnenwasserstraßen mit Pollern, Haltekreuzen und Steigeleitern.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurart Hartwig, Kiel.

Da die Schleusen einen Gefahrenpunkt für die Fahrzeuge bilden, müssen sie in ihren Betriebseinrichtungen so ausgestattet sein, daß ein gefahrloses und rasches Durchschleusen gewährleistet ist. Zu diesen Betriebseinrichtungen gehören unter anderen die Poller, Haltekreuze und Steigeleitern. Sie müssen so durchgebildet und angeordnet sein, daß ein ordnungsmäßiges Festlegen während des Schleusenvorganges und ein sicheres Verholen in und aus der Schleusenammer erreicht wird. Sie müssen leicht erreichbar und bequem zu handhaben sein, ferner müssen sie in ihrer Ausbildung den Ansprüchen des Verkehrs genügen und in ausreichender Anzahl vorhanden sein.

Poller.

Die Poller an den Schleusen der Reichswasserstraßen sind in ihrer Ausbildung, Form, Abmessungen und in ihrer Verteilung sehr verschieden. In Abb. 1 bis 12 sind Beispiele der verschiedenen Arten von Pollern wiedergegeben. Sie bestehen durchweg aus Gußeisen oder hochwertigem Grauguß. Ausführungen in Stein und Holz sind nur bei älteren Anlagen vorhanden; sie haben eine nur geringe Haltbarkeit und kommen daher nur für untergeordnete Zwecke in Frage. Ihrer Ausbildung nach sind die Poller einteilig und zweiseitig. Die einteiligen sind unmittelbar auf dem Fundament mit Ankerschrauben befestigt (Abb. 1 u. 2), oder auf einer besonderen verankerten gußeisernen Platte aufgeschraubt (Abb. 3 u. 4), oder sie haben einen Schaft, mit dem sie unmittelbar in das Fundament eingesetzt werden (Abb. 5 bis 7). Die zweiseitigen Poller bestehen aus einem Oberteil, dem eigentlichen Poller, und einem Untergestell von konischer oder zylindrischer Form, auf dem der Oberteil aufgeschraubt ist (Abb. 9 bis 11). Im allgemeinen haben sich die verschiedenen Pollerarten bewährt, jedoch haben die zweiseitigen Poller den Vorzug, daß sie das Auswechseln des Oberteils bei dessen Beschädigung erleichtern und in ihrem Unterteil eine vollkommener Verankerung im Fundament gegenüber Einzelankern bilden. Sie vereinigen also den Vorzug der leichten Austauschbarkeit der Poller auf einer Fundamentplatte mit dem Vorteil der festen Verankerung durch einen Schaft, so daß man sie wohl als eine vollkommener Lösung ansprechen darf. In Fällen, in denen mit nachträglichen Bodensenkungen gerechnet werden muß, werden einteilige Poller unmittelbar auf dem Fundament zu bevorzugen sein, da sie durch Aufbetonieren der Fundamente leicht höher gesetzt und in ihre alte Lage gebracht werden können.

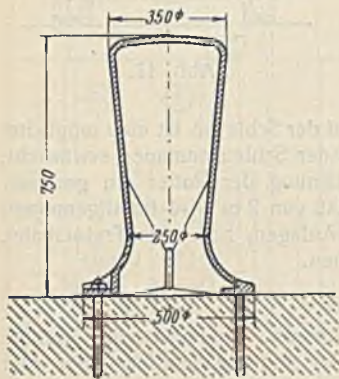


Abb. 1.

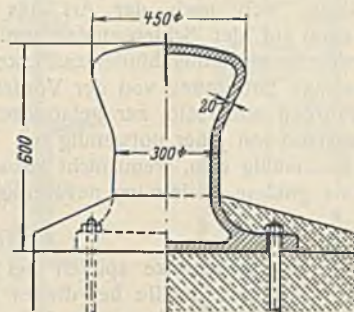


Abb. 2.

Sehr verschieden ist die Ausbildung der Oberteile der Poller. Am meisten verbreitet ist die schlanke Form mit konischer Einschnürung. Von verschiedenen Seiten wird darauf hingewiesen, daß die schlanke Form den Vorteil des leichten Loswerfens der Trossen bietet und deshalb auskragende Verstärkungen des Kopfes und besonders nach rückwärts ausladende Nasen zu vermeiden seien. Doch wird demgegenüber von anderer Seite betont, daß sich die dort übliche Form mit wulstartig verbreitertem Kopf und auch

mit nach rückwärts weisender Nase sehr gut bewährt hätte und das Loswerfen der Trossenschlinge vom Schiff aus möglich ist, ohne daß deshalb eine Hilfe an Land notwendig ist (Abb. 2, 6 u. 7). Bei Beurteilung der Frage der Zweckmäßigkeit dieser oder jener Ausbildung mögen die Gebräuche und die Gewohnheiten der Schiffer bei der Bedienung eine große Rolle spielen. Einen besonderen Zweck jedoch dürften Ausladungen am Kopfe nur dann haben, wenn schräg nach oben gerichtete Zugkräfte wie beispielsweise bei der Seeschifffahrt auftreten, die ein Abgleiten der Trossen herbeiführen können. Und wenn das Loswerfen auch bei Pollern mit Kopfverstärkung in Gegenden, in denen die Schiffer an derartig geformte Poller gewöhnt sind, möglich ist, erleichtert wird die Bedienung durch diese Form nicht. Die schlanke Form verdient daher den Vorzug.

Die Höhe der Poller über der Plattform beträgt im allgemeinen 60 bis 70 cm, der Durchmesser am Kopf 40 cm, an der Einschnürungsstelle 30 cm, die Wanddicke 1,5 bis 2,5 cm. Eine Verstärkung der Wand an der Einschnürungsstelle wird vielfach für erforderlich gehalten, doch wird dieses Erfordernis nicht überall anerkannt. Wenn auch die Fälle, in denen Poller infolge der Abnutzung an der Einschnürungsstelle abbrechen, Ausnahmen sind, so kann man ihnen doch durch Verstärkung auf 3 bis 4 cm leicht Rechnung tragen.

Eine Abweichung in der Höhe zeigen die Poller, die nachträglich an verschiedenen Schleusen am unteren Main gesetzt sind und sich dort auch bewährt haben (Abb. 6). Sie sind nur 29 cm über der Plattform hoch und haben wohl mit Rücksicht auf diese geringe Höhe eine wulstartige Verbreiterung am Kopfe.

Neben den erwähnten Pollern werden in den Vorhäfen oft Poller einfacherer Bauart angewendet. Sie bestehen aus gußeisernen Röhren von 30 bis 40 cm Durchm. und 2 cm Wanddicke. Sie werden in Betonfundamente versetzt und mit Beton ausgefüllt und oben schräg abgeflacht. Eine besondere Ausbildung zeigen im Bereich der Neckarbaudirektion die sogenannten Erdpoller (Abb. 8). Sie werden mit den gespreizten Füßen unmittelbar in Erdgruben gesetzt, die nach dem Einsetzen 0,50 m hoch mit Magerbeton ausgestampft, darüber mit Steinen ausgepackt und abgeplästert werden. Sie bieten den Vorteil, daß sie leicht an eine andere Stelle versetzt werden können.

Alle bisher erwähnten Poller haben den Nachteil, daß die Trossen den Verkehr auf der Schleusenplattform behindern und daß zum Belegen der Poller eine Hilfe auf der Schleuse notwendig ist. Diesen Nachteilen tragen die Rand- oder Kantenpoller Rechnung, wie sie z. B. an den Märkischen Wasserstraßen und an der Schleppzugschleuse in Hameln Verwendung gefunden haben. Sie haben den Vorzug, daß sie nicht nur das Loswerfen, sondern auch das Belegen vom Schiffe aus ermöglichen und die Schleusenplattform für den Verkehr von Leinen und Trossen freihalten. Sie sind durch Bügel überspannt, über die die Trossen und Treidelleinen hinweggleiten können. Infolge der unmittelbaren Nähe der Schiffe ist der Trossenzug steiler gerichtet; dem ist durch eine rückwärtige Neigung des Pollerhalses und durch eine seitliche und rückwärtige Verstärkung am Kopfe Rechnung getragen. Abb. 12 zeigt die Anlage der Kantenpoller an der Schleppzugschleuse in Großwusterwitz, an der sie zur Verminderung der Höhe über der Plattform etwas versenkt angeordnet sind. Voraussetzung für ihre Anwendung ist, daß hoch aus dem Wasser liegende Fahrzeuge bei den höchsten Schleusenwasserständen die Kantenpoller nicht verdecken und dadurch ein Belegen unmöglich machen. In solchen Fällen werden Poller auf der Schleusenplattform notwendig sein.

Soweit die Poller nicht auf der Schleusenmauer stehen, ist eine Verankerung auf einem besonderen Fundament notwendig. Die Abmessungen dieser Fundamentklötze sind verschieden und richten sich nach den örtlichen Verhältnissen, der Bodenart und Beanspruchung. In der Regel haben sie einen Inhalt von 2 bis 3 m³. Kleinere Fundamente sind nicht zu empfehlen, da die Gefahr besteht, daß sie nicht standhalten und aus ihrer Lage gerückt werden. Zweckmäßig ist, die Stellung der Fundamente so zu wählen, daß eine Diagonale der quadratischen Grundfläche in Richtung der Schleusenachse liegt, so daß die Seitenflächen des Fundamentes senkrecht zu den Hauptzugrichtungen laufen. Zur widerstandsfähigeren Ausbildung können die Fundamente mit einer unteren breiteren Ausladung versehen werden, die eine Ausnutzung der Erdauflast zur Gewichtsvermehrung gestattet (Abb. 4).

¹⁾ Über Teilgebiete der hier behandelten Gegenstände ist bereits in Bautechn. 1929, Heft 3, S. 33, und 1932, Heft 29, S. 380 (Ehrenberg), sowie in den Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 3 (Rogge), berichtet worden. Der folgende Aufsatz faßt die auf dem ganzen Gebiete der Reichswasserstraßenverwaltung gesammelten Erfahrungen zusammen und soll die Grundlage für eine Vereinheitlichung bilden.

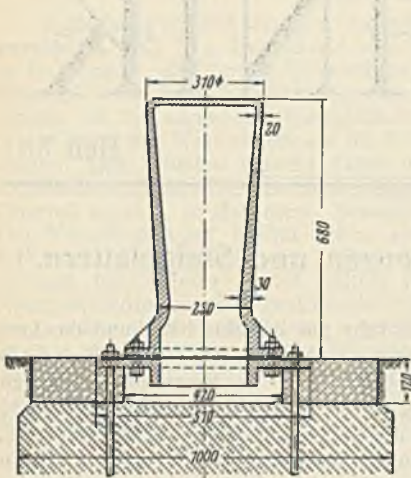


Abb. 3.

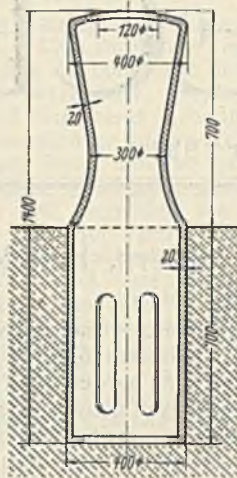


Abb. 5.

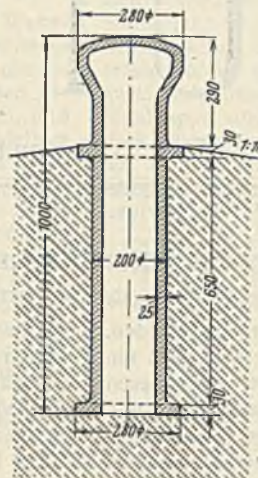


Abb. 6.

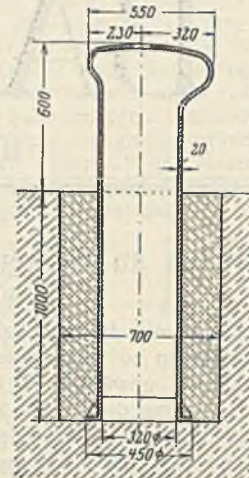
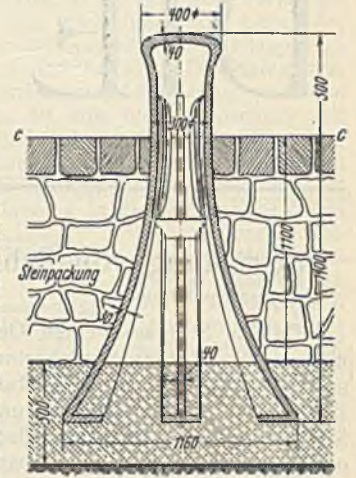


Abb. 7.



Schnitt c-c

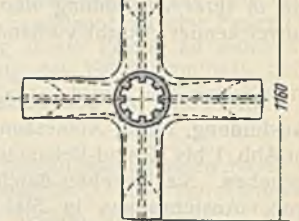


Abb. 8.

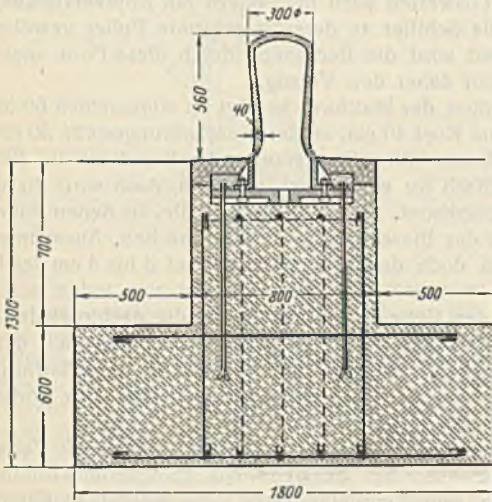


Abb. 4.

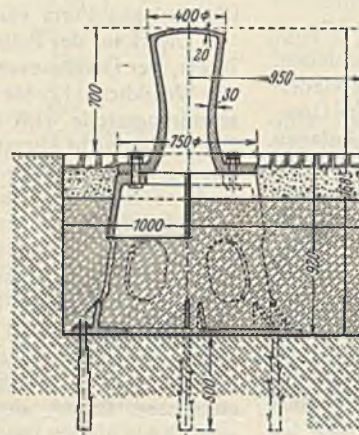


Abb. 9.

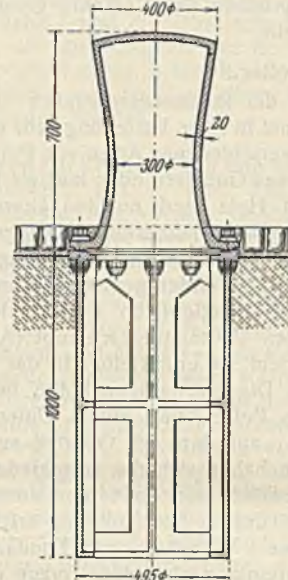


Abb. 10.

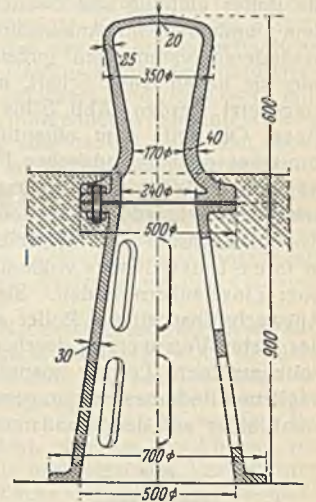


Abb. 11.

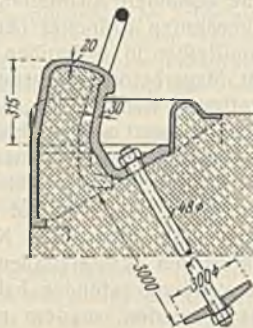
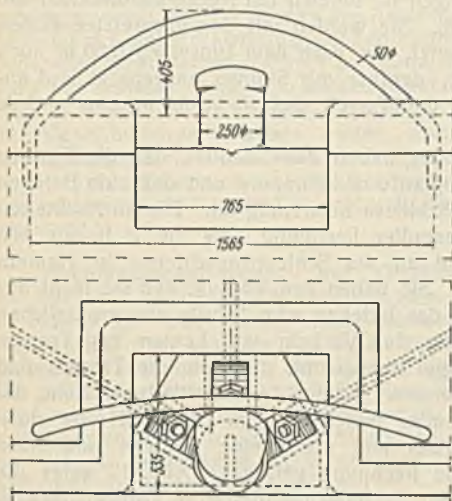


Abb. 12.

einfahrenden Schiffe rechtzeitig abstoppen können. Auch ein vorgeschobener, außerhalb der Häupter liegender Poller kann von großem Nutzen sein.

Die Entfernung der Poller von der Vorderkante der Schleusenmauer richtet sich nach der Art des Verkehrs auf der Schleusenplattform. Im Interesse eines ungehinderten Verkehrs auf der Schleuse ist eine möglichst geringe Entfernung von der Vorderkante der Schleusenmauer erwünscht, während andererseits zur gefahrlosen Bedienung der Poller ein gewisser Abstand von jener notwendig ist. Ein Maß von 2 m wird im allgemeinen zweckmäßig sein, wenn nicht besondere Anlagen, z. B. eine Treidelbahn, eine größere Entfernung notwendig machen.

Haltekreuze.

Die Haltekreuze spielen bei den älteren Schleusen eine geringe Rolle, da das Gefälle bei diesen klein ist und die Schiffer daher zum Verholen und Festlegen der Fahrzeuge die Poller zu benutzen pflegen. So finden sich bei älteren Schleusen zum Teil überhaupt keine Haltekreuze, sondern nur Halteringe. Wo Haltekreuze angeordnet sind, zeigen sie eine nur einfache Ausbildung und sind oft unsachgemäß gebaut und zu schwach bemessen. Häufig bestehen sie nur aus einfachen eisernen Bügeln in muldenförmig ausgehöhlten Werksteinen. Bei ihrem Bruch ist der Ersatz schwierig.

Eine erhöhte Bedeutung jedoch gewinnen die Haltekreuze bei Schleusen mit größerem Gefälle und mit dem Zunehmen der Größe der Schiffsgefäße. Daher sind in neuerer Zeit verschiedene Ausbildungen von Haltekreuzen entstanden, die eine klare und kräftige Ausbildung zur Aufnahme der Trossenkräfte, die Gewährleistung eines bequemen Über- und Ablegens der Schiffsleinen und Staken und die Möglichkeit des Auswechsels des Kreuzes bei dessen Bruch anstreben. Die hauptsächlich vertretenen Arten von Haltekreuzen sind in Abb. 13 bis 19 wiedergegeben.

Die neueren Haltekreuze sehen alle einen starkwandigen Kasten aus Stahlguß vor, der so groß ist, daß ein bequemes Bedienen mit den Leinen

Um ein Festklemmen der Trossen zwischen den Fußschrauben zu vermeiden, kann die Oberkante der Schraubenköpfe bündig mit Oberkante des Plattformpflasters gelegt werden (Abb. 10). Die Hohlräume um die bronzenen Schraubenköpfe sind mit Asphalt vergossen.

Für die Bemessung der Anzahl der Poller und ihrer gegenseitigen Entfernung sind die Größe und Länge der hauptsächlich verkehrenden Schiffe, die möglichen Schiffslagen sowie die Länge der Schleuse maßgebend. Jedes Fahrzeug soll möglichst an zwei Pollern, voraus und nach achtern, festmachen können. Die gegenseitige Entfernung der Poller schwankt bei den einzelnen Schleusen in weiten Grenzen. Zweckmäßig ist eine Entfernung von 15 bis 20 m. Bei Schleppzugschleusen ist der Abstand oft größer gewählt, weil bei der Länge der Schleuse ohnehin eine größere Anzahl von Pollern zur Verfügung steht. Hier wird er zweckmäßig auf 30 bis 35 m vergrößert. In der Nähe der Häupter sind die Poller dichter zu setzen, weil hier häufig eine Ansammlung von Fahrzeugen eintritt. Die äußersten Poller werden möglichst dicht an die Häupter, wenn zugänglich auf diese gesetzt, damit die Fahrzeuge zur Ausnutzung der Kammern möglichst weit vorgeholt werden und die zuletzt

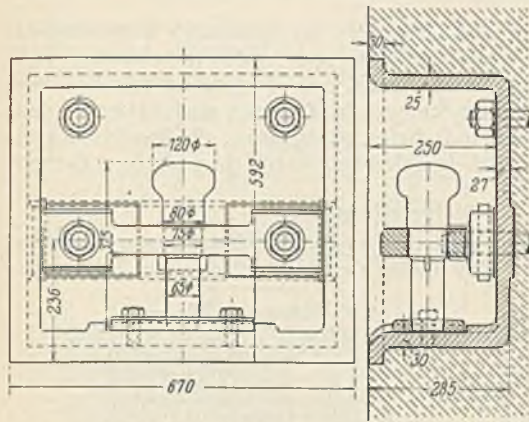


Abb. 13.

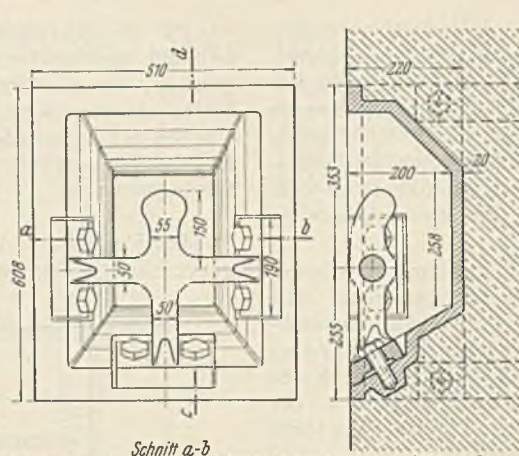


Abb. 14.

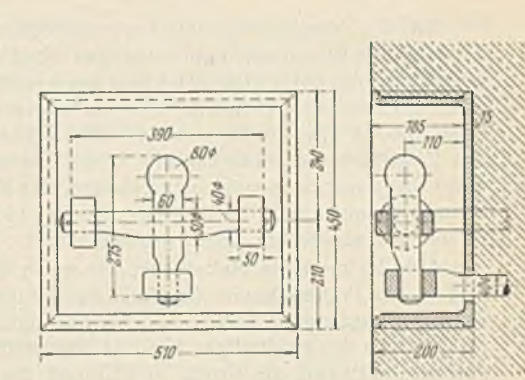


Abb. 15.

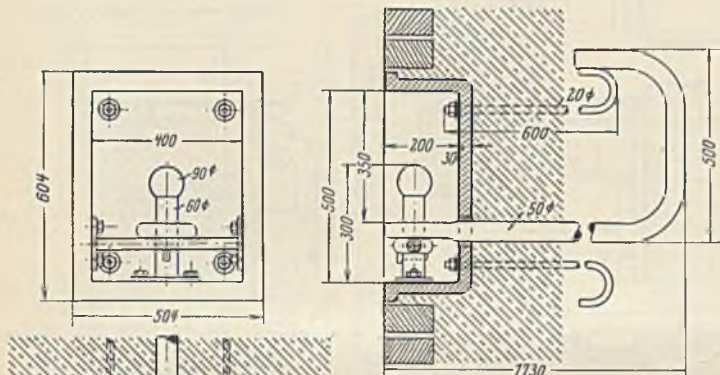
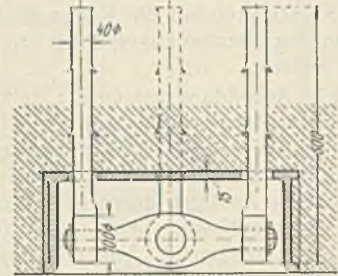
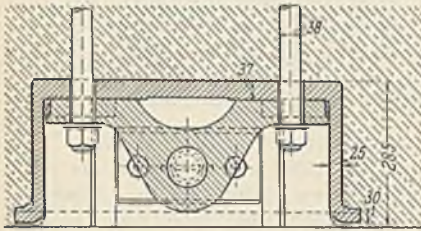


Abb. 16.

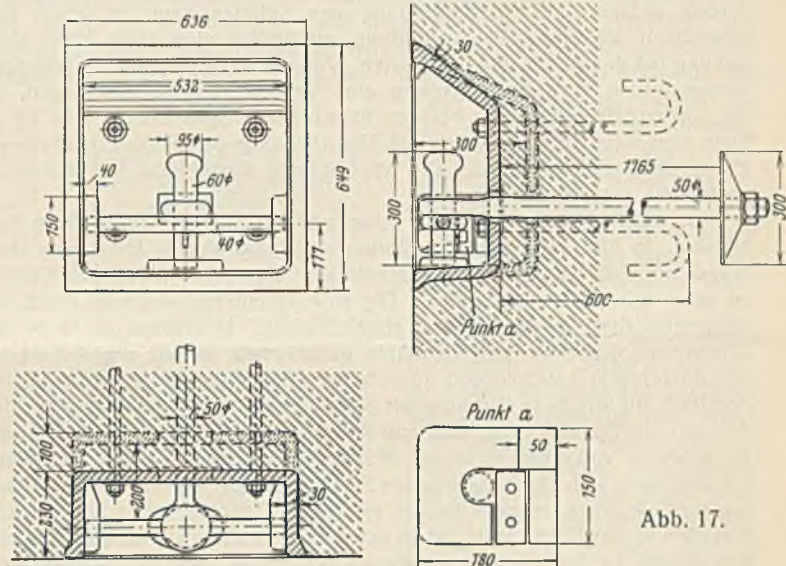


Abb. 17.

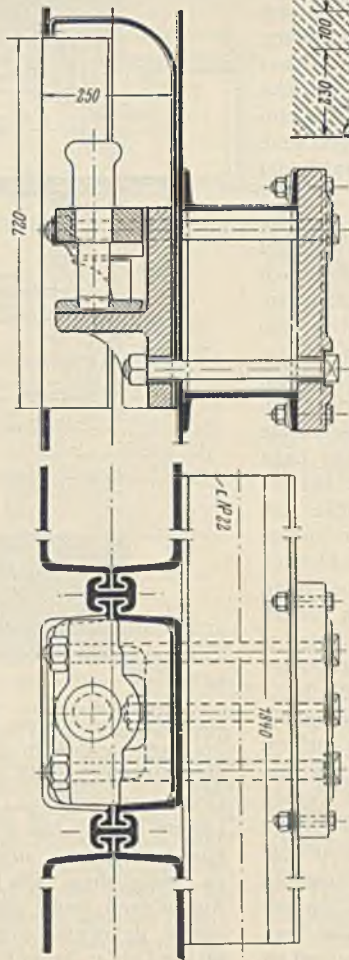
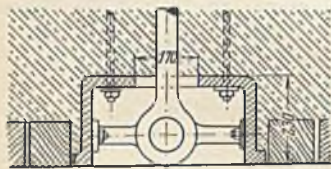


Abb. 18.

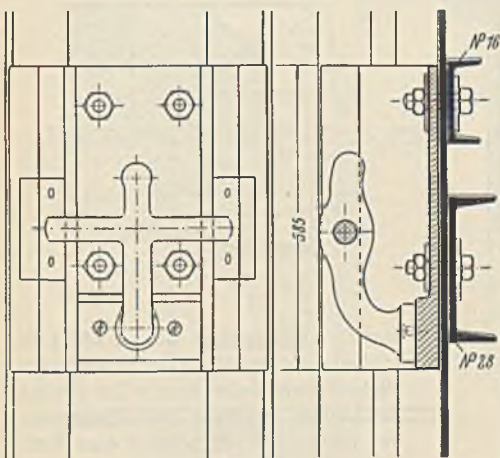


Abb. 19.

und Staken sowie ein unbehindertes Arbeiten beim Auswechseln möglich ist. Er liegt im Mauerwerk, so daß keine vorstehenden Teile aus der Vorderfläche der Schleusenmauer hervorragen.

Abb. 13 zeigt die Anordnung am Kanal Wesel—Datteln. Das Haltekreuz besteht aus zwei Teilen. Die Trossenkräfte werden von dem senkrechten Arm auf den waagerechten Bügel übertragen, der seinerseits die senkrecht zur Schleusenachse gerichteten Zugkräfte durch zwei kräftige Anker in das Mauerwerk leitet, während die Kräfte in Richtung der Schleusenachse von dem Bügel durch Keile auf den Kasten und durch diesen in das Mauerwerk geführt werden. Der senkrechte Arm kann nach Lösen des Splintes aus der aufgeschraubten Fußplatte herausgehoben und ausgewechselt, der waagerechte Bügel durch Lösen der Keile und Muttern entfernt werden. Diese Kreuze haben sich bewährt; doch wird empfohlen, die Decke des Kastens zur leichteren Bedienung mit den Leinen und Staken abzuschrägen und den senkrechten Arm etwas länger und den Kopf birnenförmig auszubilden.

Dieser Ausbildung gegenüber weisen die Haltekreuze am Weser-Elbe-Kanal (Abb. 14) einen Unterschied insofern auf, als die Anker nicht unmittelbar an den Kreuzteilen, sondern an dem Kasten angreifen. Das Kreuz besteht aus einem Stück und ist mit Eisenbronzeschrauben an den Wänden des Kastens befestigt. Diese Schrauben sind so bemessen, daß sie der schwächste Teil der Konstruktion sind und bei einer Überbeanspruchung reißen würden, so daß eine Beschädigung des Kastens und des Mauerwerks vermieden wird. Die obersten Haltekreuze liegen hier bündig mit der Oberkante der Schleusenplattform und haben dieser Lage entsprechend einen oben offenen Kasten. Eine ähnliche Ausbildung zeigen die Haltekreuze an den Schleusen des Neckar.

An der kanallierten Oder wurden Kreuze angewendet, bei denen der lotrechte Schaft mit dem kugelförmigen Kopf öfter abbrach und die Auswechslung nur unter Herausnehmen des Kastens und des Ankers möglich war. Diesem Mangel wurde dadurch abgeholfen, daß die Haltekreuze nach Abb. 15 ausgebildet wurden. Die Kräfte werden von beiden Armen des Kreuzes unmittelbar auf die Anker übertragen, wodurch diese allerdings Biegebeanspruchungen erhalten, der Kasten selbst aber von jeder Beanspruchung durch die Trossenkräfte frei bleibt. Bei dieser Anordnung ist nur der senkrechte Schaft auswechselbar.

Abb. 16 zeigt ein Haltekreuz, wie es in der III. Schleuse zu Münster und in der Prahmschleuse im Wehr bei Dörverden angewendet ist. Die senkrecht zur Schleusenachse gerichteten Zugkräfte werden von dem senkrechten Arm des zweiteiligen Kreuzes unmittelbar in einen kräftigen Anker geleitet, während die Kräfte in Richtung der Schleusenachse durch den waagerechten Kreuzbalken auf die Kastenwände übertragen werden. Die Arme sind in aufgeschraubten Lagerplatten lose gelagert und können leicht ausgewechselt werden.

Eine ähnliche Ausbildung zeigen die Haltekreuze an der Schlepplugschleuse in Großwusterwitz (Abb. 17). Die Decke des Kastens ist nach innen abgechrägt, der Boden ist zur Entwässerung nach vorn geneigt. Das Kreuz besteht aus zwei Teilen. Der waagerechte Arm ist lose in seitlich angegossenen Ansätzen gelagert, aus deren Schlitzen er nach Entfernung einer abschraubbaren Leiste nach rückwärts herausgenommen werden kann. Der senkrechte Arm mit dem birnenförmigen Kopf ist durch den waagerechten Arm hindurchgeführt und in einem an den Boden des Kastens angegossenen Fußlager und in dem Auge eines kräftigen Ankers gelagert. Nach Beseitigung des Splintes kann er leicht ausgewechselt werden. Die Ausbildung ermöglicht eine klare Kräfteübertragung auf den Anker und den Kasten. Von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen wird noch insofern eine Verbesserung vorgeschlagen, als die Kastentiefe von 20 cm bei den verschiedenartigen Staken sich als zu klein erwiesen hat und daher die Vergrößerung der Tiefe auf 30 cm für zweckmäßig erachtet wird. Die abgeänderte Kastenform ist in Abb. 17 gestrichelt angedeutet.

Die Haltekreuze an eisernen Spundwänden zeigen eine ähnliche Ausbildung. In Abb. 18 ist eine Ausführung am Kanal Wesel—Datteln an einer Wand aus Union-Kastenprofilen ersichtlich. Der vordere Teil des Kastens ist entsprechend ausgeschnitten. Die so entstandene Nische ist durch ein gebogenes Blech nach oben hin abgeschlossen. Das Kreuz ist in beiden Armen auswechselbar und an einem gußeisernen Körper angebracht, der der Bohlenform entsprechend ausgebildet und in diese eingepaßt ist. Er überträgt die Kräfte in Richtung der Schleusenachse von dem waagerechten Arm auf die Spundbohlen, während die Zugkräfte senkrecht zur Schleusenachse durch Ankerbolzen in die Wand geleitet werden. Zur Verteilung der Zugkräfte auf die benachbarten Bohlen sind die Ankerplatten auf zwei waagerechte, über mehrere Balken reichende Träger gestützt. Die gleiche Ausbildung der Haltekreuze ist in demselben Bezirk auch für eine Larssen-spundwand, in deren zurückspringende Bohlen sie leicht anzubringen sind, ausgeführt, während sich eine etwas andere Anordnung am Neckar findet (Abb. 19).

Die Verteilung der Haltekreuze muß so gewählt werden, daß die Fahrzeuge während der Ein- und Ausfahrt sicher verholen und während des Schleusenvorganges zuverlässig festmachen können, und richtet sich daher nach der Größe der Fahrzeuge und den möglichen Schiffslagen. Ihre Anzahl und Verteilung soll ausreichend sein, damit nicht andere Gelegenheiten zum Festmachen benutzt und dadurch Zerstörungen hervorgerufen werden. Die Haltekreuze werden in senkrechten Reihen mit einem gegenseitigen Abstände, der der Reichweite des Schiffers entspricht, angelegt. Bei den einzelnen Schleusen betragen die senkrechten Abstände 1,4 bis 2,2 m; am häufigsten sind Abstände von etwa 1,6 m. Die Lage des untersten und obersten Haltekreuzes richtet sich nach dem tiefsten und höchsten Schleusenwasserstände und der Bordhöhe der Schiffe. Im allgemeinen liegen die Kreuze 1,0 bis 1,5 m über diesen Wasserständen. Die waagerechte Entfernung der Haltekreuze ist bei den einzelnen Schleusen sehr verschieden. Im allgemeinen richtet sie sich nach der Lage der Poller, so daß zu jedem Poller eine senkrechte Reihe von Haltekreuzen gehört. Die gegenseitigen Abstände dürfen nicht zu groß gewählt werden; bei größerem Pollerabstand ist eine senkrechte Reihe von Kreuzen dazwischen anzulegen. Zweckmäßig ist die Anordnung von Haltekreuzen in der Nähe der Häupter; doch darf die erste senkrechte Reihe nicht zu nahe an die Häupter gerückt werden, sondern soll etwa 5 bis 6 m von diesen entfernt bleiben, damit die Schiffe nicht mit dem Bug vor ihnen liegen, sie verdecken und dadurch am Festmachen behindert werden. Empfohlen werden Haltekreuze auch in den Häuptern, vor und hinter den Toren, damit die Schiffer die Staken nicht an empfindliche Teile, z. B. an den Toren ansetzen.

An den Mainschleusen der Rhein-Main-Donau-AG sind die senkrechten Reihen der Haltekreuze paarweise zu beiden Seiten der Steigeleitern angeordnet, wodurch ein Überkreuzen der Leitern durch die Schiffsleinen vermieden werden soll. Der Abstand dieser senkrechten Doppelreihen ist hier größer und beträgt 30 m.

Für die Sportschiffahrt sind im Bereich der Märkischen Wasserstraßen an Stelle der Haltekreuze einfache Gleitstangen in den Leiternischen vorgesehen, die ein Umliegen von Leinen und Bootshaken während des Schleusens vermeiden. In der Schleuse in Krewelin sind Ketten in den Nischen der eisernen Spundwände befestigt, an denen die Sportboote sich festlegen können und die sich in beliebiger Anzahl je nach dem Betrieb anbringen lassen.

Steigeleitern.

Die Steigeleitern liegen in Nischen und zum Schutze gegen Beschädigungen um ein geringes Maß hinter der Vorderfläche der Schleusen-

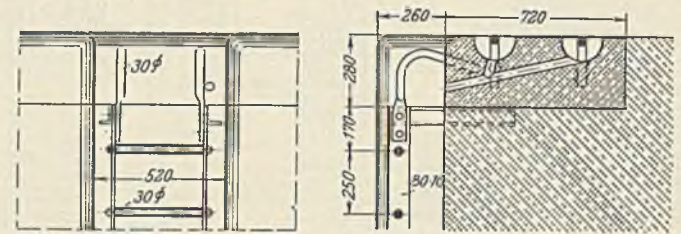


Abb. 20.

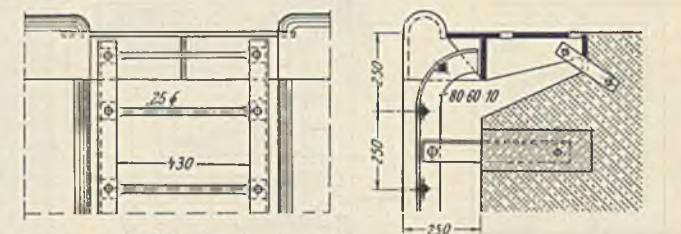
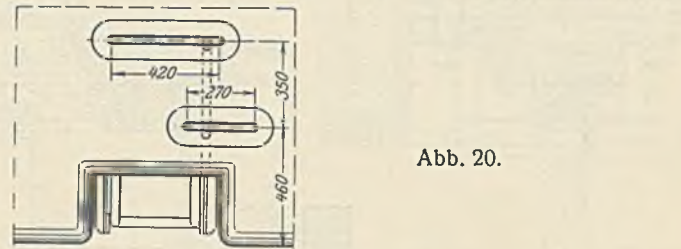


Abb. 21.

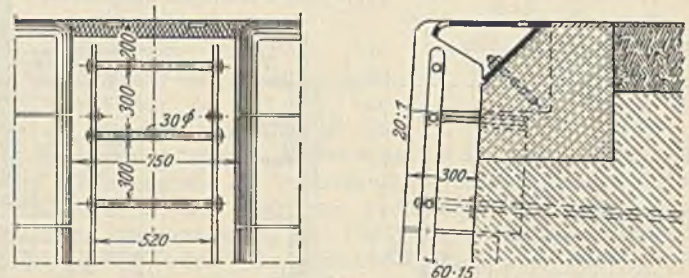
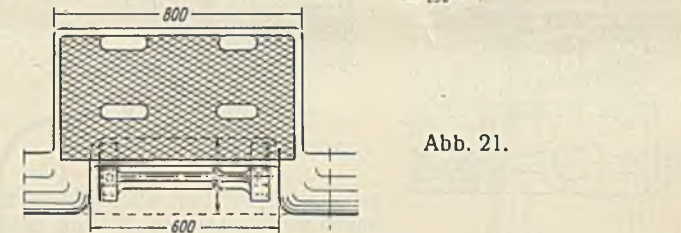


Abb. 22.

wand. Die Nischen dürfen nicht zu schmal sein, damit sie die Bewegungsfreiheit nicht behindern. Die Holme der Leitern bestehen im allgemeinen aus Flachisen, doch wird eine kräftigere Ausbildung durch ungleichschenklige Winkel- oder U-Eisen für zweckmäßiger gehalten, um sie widerstandsfähiger gegen größere Zufallbeanspruchungen zu machen. Die Sprossen werden im allgemeinen aus Rundeisen von 20 bis 30 mm Durchm. gebildet; doch wird der größeren Widerstandsfähigkeit wegen der oberen Grenze von 30 mm Durchm. der Vorzug gegeben. Die Steigung der Leitern beträgt fast durchweg 25 cm. Die Auftrittsbreite der Sprossen muß groß genug sein, um auch Tauchern mit breiten Schuhen das Besteigen zu ermöglichen. Ein Maß von 40 cm wird zweckmäßig nicht unterschritten. Am oberen Ende sind die Holme häufig als Handgriffe in die Nische hinein gebogen. Hinter dieser auf der Schleusenplattform liegen versenkte Griffe, deren Gruben mit einer Entwässerung versehen sein müssen. Abb. 20 zeigt eine Ausbildung am Weser-Ems-Kanal; Abb. 21 u. 22 zeigen

Anordnungen am Neckar und am Main, bei denen die Leiternische zum größten Teil abgedeckt ist. An Stelle von versenkten Griffen sind hier Handlöcher in den eisernen Abdeckplatten vorgesehen.

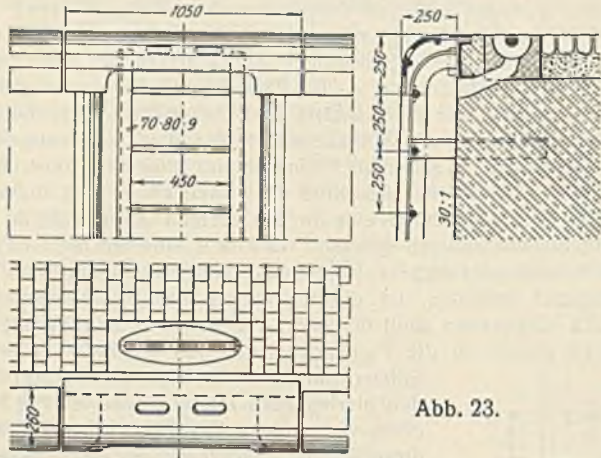


Abb. 23.

Abb. 23 stellt die Ausführung am Kanal Wesel—Datteln dar, bei der auf ein ungehindertes Entlanggleiten der Trossen des Schleppwagens in erster Linie Wert gelegt wurde. Die Nischen sind daher auch hier überdeckt, und zwar geht das Kantenschutzisen an der Vorderkante der Schleusenmauer ohne irgendeine Unterbrechung an der Leiternische durch.

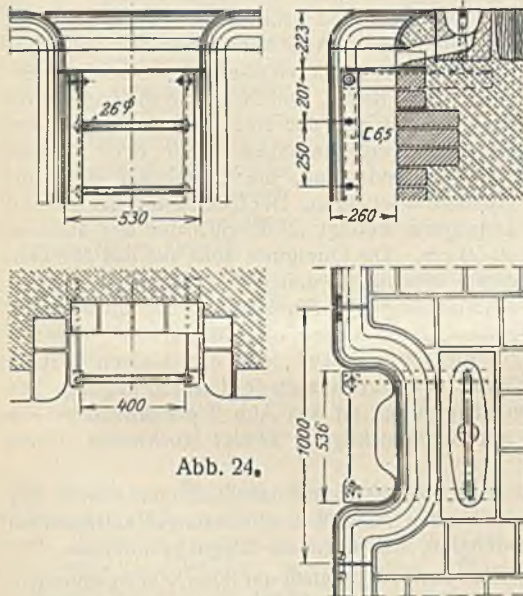


Abb. 24.

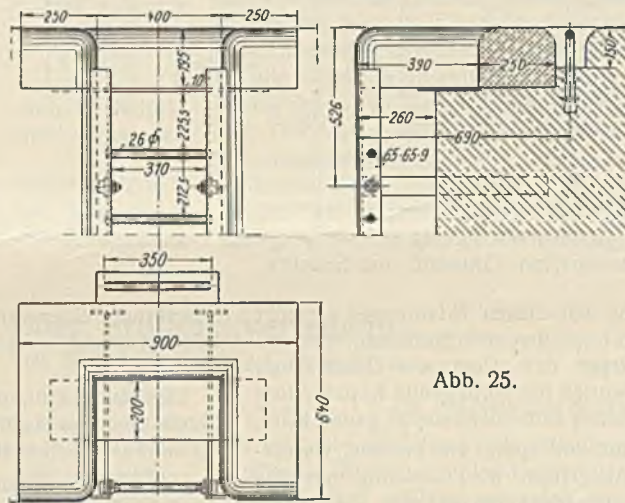


Abb. 25.

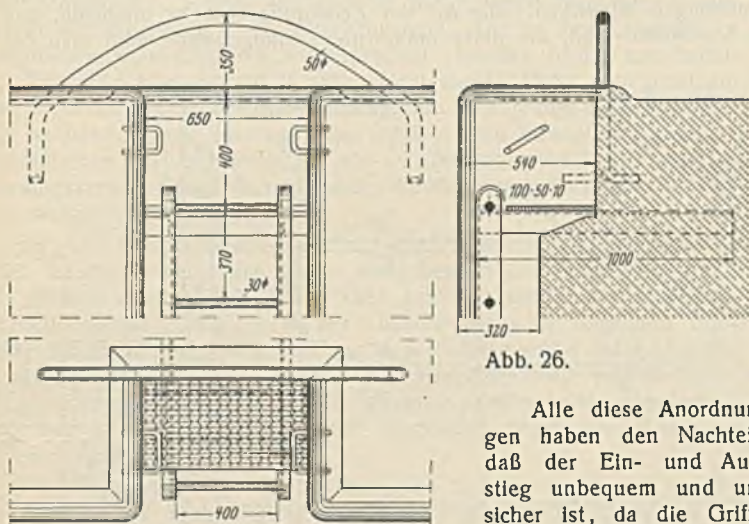


Abb. 26.

Alle diese Anordnungen haben den Nachteil, daß der Ein- und Ausstieg unbequem und unsicher ist, da die Griffe tief liegen und besonders

bei einer Verschmutzung oder Vereisung der Gruben schwer zu fassen sind. Die Forderung nach einer größeren Sicherheit beim Besteigen und Verlassen der Leitern führte zu der Anlage eines Podestes über dem oberen Ende der Leiter (Abb. 24 u. 25). Dieses ist als Trittstufe ausgebildet, die in einem etwas größeren Abstand (40 bis 45 cm) als die Steigung der Leiter unter der Schleusenplattform liegt. Die Trittstufe besteht zweckmäßig aus einem durchbrochenen eisernen Rost, der die folgenden Leiter-

sprossen sehen läßt und dadurch mehr Sicherheit beim Besteigen der Leiter gibt (Abb. 26). Hinter der Leiternische befindet sich als Ersatz für die versenkten Handgriffe ein 35 cm hochstehender Haltebügel, der bequem zu greifen ist und ebenfalls zur Erleichterung eines sicheren Ein- und Ausstiegs beiträgt. Er ist so geformt, daß die Schiffsleinen über die Leiternische hinweggleiten können, und ermöglicht ein schnelles Auf- und Absteigen der Leitern von der Plattform aus.

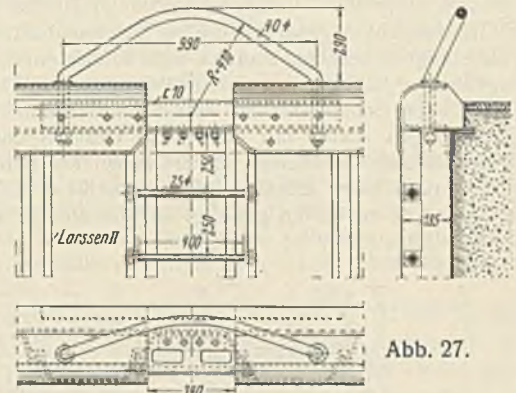


Abb. 27.

Bei eisernen Spundwänden werden die Leitern in den Nischen der zurückspringenden Bohlen angebracht. Die Holme können wegfallen und die Sprossen unmittelbar in den eisernen Bohlen befestigt werden (Abb. 27). Sie werden an der fertigen Wand beiderseits in Löcher geschoben und von außen durch Muttern auf zugepaßten, keilförmigen Unterlagscheiben festgehalten. Sie können leicht ohne Aufgrabungen an der Rückseite der Wand ausgewechselt werden. In Abb. 28 ist die Leiteranordnung an einer Spundwand aus Union-Kastenprofilen am Kanal Wesel—Datteln zu ersehen. Die Leiternische wird durch Verbreiterung eines Kastens und durch Ausschneiden seiner vorderen Wand gebildet.

Die Anzahl und gegenseitige Entfernung der Steigeleitern soll so bemessen sein, daß bei jeder möglichen Schiffs-lage mindestens eine Leiter vom Fahrzeug aus erreicht werden kann. Im allgemeinen gehört zu jedem Poller eine Leiter. Wo die Poller dichter stehen, wird in den meisten Fällen eine Leiter bei jedem zweiten Poller genügen. Die Leitern liegen häufig unmittelbar vor den Pollern, damit diese schnell von den Leitern aus erreicht werden können. Zweckmäßiger ist die Anlage der Leitern zwischen den Pollern, um die Schiffstrossen von den Leitern möglichst fernzuhalten und dadurch deren Besteigen nicht zu behindern. Diese Anordnung hat auch den Vorteil, daß die Gefahr eines Verfangens der Trossen in den Leiternischen, sowie die Möglichkeit einer Beschädigung der Nischen, Haltebügel und Trossen vermindert wird. Vorteilhaft ist es auch, die Leitern und Haltekreuze bis auf Reichweite zusammenzulegen, damit die Leitern auch zum Belegen und zur Bedienung der Kreuze benutzt werden können.

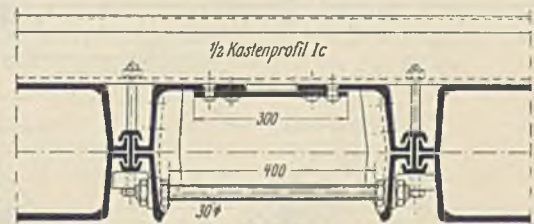


Abb. 28.

Die Leitern müssen bis unter den niedrigsten Schleusenwasserstand reichen. Zu empfehlen ist eine Tauchtiefe von mindestens 1 m Tiefe, um einem in das Wasser Gefallenen das Besteigen der Leiter zu erleichtern. Ein Teil der Leitern muß bis zur Sohle herabgeführt werden, um diese bei Trockenlegung der Schleuse zu Ausbesserungszwecken leicht erreichen zu können. Alle durch Notverschlüsse abschließbaren Teile, besonders die Häupter, sollen durch Steigeleitern zugänglich gemacht werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Beispiel einer Erdbeben-Konstruktion in San-José, Costa-Rica.

Von Dipl.-Ing. Franz Hofweber, z. Zt. Bern.

Vor einigen Jahren hatte ich Gelegenheit, über die Wirkungen des Katastrophenerdbebens vom 31. März 1931 auf Ingenieurbauwerke in Managua (Nicaragua) zu berichten¹⁾. Es handelte sich dabei in der Hauptsache um Eisenbetonbauten eigener Konstruktion. Die vergleichsweise guten Erfahrungen an diesen, ohne alle Zuschläge berechneten Bauten haben doch manche neuen Gesichtspunkte gezeitigt, die bei Neukonstruktionen in Erdbebenländern unbedingt zu beachten sind. Ich habe damals auf die besondere Bedeutung hingewiesen, die der Stützenausbildung zukommt. Das Auftreten der gefährlichen Scherkräfte an den Stützenköpfen infolge der seismischen Bewegungen schien mir ganz neue Gesichtspunkte für die konstruktive Durchbildung der Stützen zu eröffnen. Da sich die Größe dieser Kräfte rechnerisch kaum erfassen läßt, so bleibt dem Fachmanne, der „Erdbebenbauten“ zu entwerfen genötigt ist, die einzige Möglichkeit, frühere Erfahrungen konstruktiv zu verwerten.

wurden der geringen örtlichen Temperaturschwankungen wegen nicht erforderlich. Ihre Ausführung müßte in einem Erdbebengebiet jedenfalls so geschehen, daß ein gegenseitiges Zertrümmern der getrennten Gebäudetelle ausgeschlossen ist. — Die Zwischenwände werden größtenteils in Holz ausgeführt, nur straßenwärts sind einige kleine Eisenbetonwände zur Schaufensterfassung vorgesehen; ferner dient eine ungefähr 2 m hohe, durchgehende Wand dem Frontabschluß über der Konstruktion auf der Straßenseite; auch der Abschluß der Läden gegen den rückwärtigen, niedrigeren Teil wird durch eine in die kleinen Stützen 30/30 cm eingespannte Eisenbetonwand gebildet. In Abb. 1 sind sie nicht angegeben.

Der Erfahrungstatsache entsprechend, daß Rissebildungen in Wänden stets diagonal auftreten, ist die Bewehrung der Eisenbetonwände (die 10 cm dick vorgesehen sind) diagonal; die sich rechtwinklig kreuzenden Diagonalen greifen in die Fundamentgurte und Unterzüge bzw. in die Stützen ein. Aus Zweckmäßigkeitsgründen werden hierbei auch lot- und waagerechte Montageeisen verwendet. Es bleibt zu erwähnen, daß diese Wände gleichzeitig mit den Stützen hochbetoniert werden, so daß also die monolithische Wirkung des Ganzen gewährleistet ist.

Wie bei allen diesen Bauaufgaben, mußte neben möglichster Wirtschaftlichkeit größte Erdbbensicherheit angestrebt werden. Ich glaube beides im vorliegenden Falle erreicht zu haben.

Der Baugrund wurde als gut angegeben. Die Fundamente (Abb. 2) bestehen aus biegungsfesten Eisenbetongurten, die sich bekanntlich sehr gut bewährt haben, und zwar sind die Längsgurte derart bemessen, daß sie, gemeinsam mit den Fundamentverbreiterungen unter den Stützen, allein imstande sind, die Lasten auf den Baugrund zu übertragen. Der Querschnitt der inneren Längsgurte beträgt 50/60 cm, der der äußeren 40/50 cm. Die Quergurte sind auf das Notwendigste beschränkt und sollen lediglich den Zusammenhang der Fundamente der Quere nach sicherstellen; außerdem dienen sie natürlich im rückwärtigen Teil, wo die kleinen Stützen 30/30 cm aufrufen, auch der Lastübertragung. Die

Bewehrung eines inneren Längsgurtes ist aus Abb. 3 ersichtlich. — Die Bodenpressung erreicht, mit Berücksichtigung zweier Stockwerke, etwas über 2 kg/cm².

Wegleitend für die Festsetzung der Stützenabmessungen waren, wie bereits eingangs erwähnt, die bei den Erdbebenschütterungen auftretenden Scherkräfte an den Stützenköpfen, also nicht die Biegemomente.

Es ist einleuchtend, daß es sich hierbei nicht um reine Scherspannungen handelt. Durch die Lastübertragung werden größtenteils Druck- und Biegespannungen mitwirken. Die Art der Zerstörung beweist hingegen, daß es Scherkräfte sind, die diese hervorrufen; infolgedessen wird man das

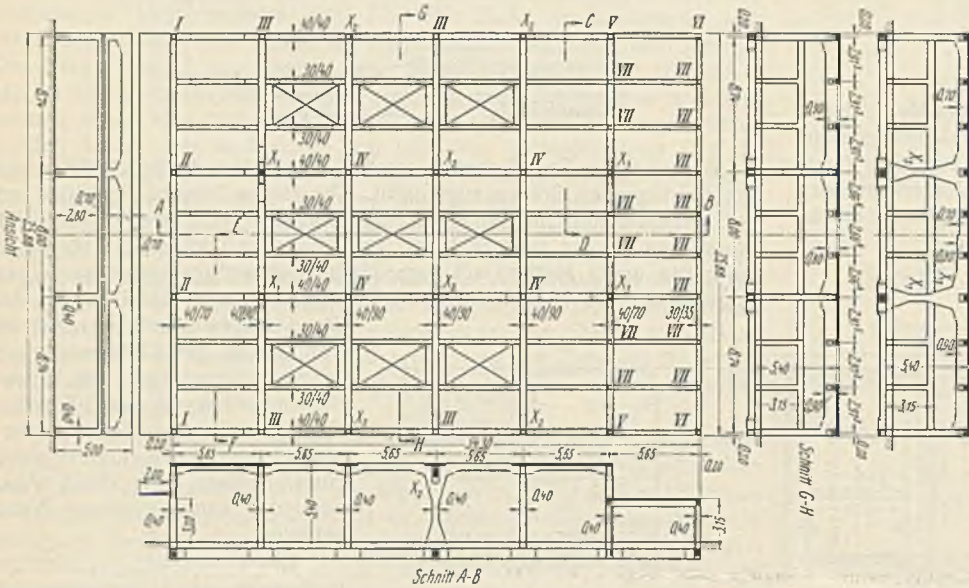


Abb. 1. Schalungsplan, Grundriß und Schnitte.

In dem folgenden Beispiel glaube ich diesen Erfahrungen gerecht geworden zu sein, und zwar wählte ich unter den verschiedenen, während des letzten Jahres von mir im Auftrage der „Compania Constructora Alemana“ in San-José bearbeiteten Entwürfen die vorliegende Konstruktion aus, da sie meiner Ansicht nach als typisches Erdbebenbeispiel gelten kann.

Der Bau dient Geschäftszwecken und soll später ein zweites, wesentlich niedrigeres Geschöß erhalten. Ausgeführt wird vorläufig nur das Erdgeschoß, jedoch war in den Belastungsannahmen auf die spätere Erweiterung Rücksicht zu nehmen. Auf drei Seiten stößt die Konstruktion an bestehende Gebäude an, nur die Front straßenwärts steht frei. Die Dreiteilung des ganzen Raumes, zur Aufnahme von drei verschiedenen Ladengeschäften, wirkt sich durch den Umstand (s. Abb. 1), daß die beiden äußeren Felder wesentlich größer angenommen sind als das Mittelfeld (8,74 m zu 8 m), wirtschaftlich sehr ungünstig aus. Diese Einteilung war jedoch vorgeschrieben und mußte eingehalten werden.

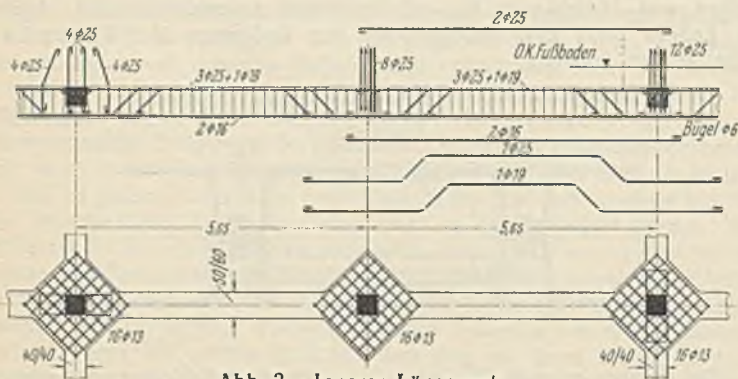


Abb. 3. Innerer Längsgurt.

Wie ferner aus Abb. 1 hervorgeht, sind neun Glasbetonoberlichter vorgesehen. Der in Tropenländern äußerst wichtigen Frage der Lüftung ist auf einfachste Weise dadurch Rechnung getragen, daß das rückwärts gelegene Deckenquerfeld 2,25 m tiefer gelegt wurde. Dehnungsfugen

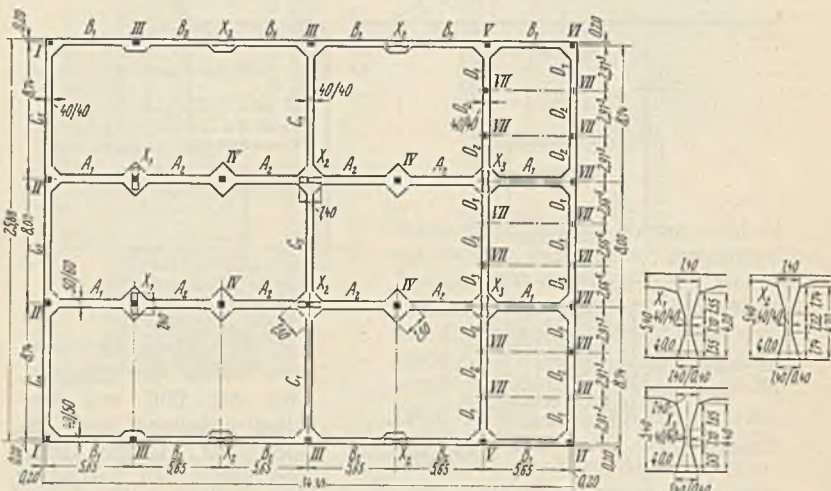


Abb. 2. Fundamentgurte.

Hauptaugenmerk diesen zuwenden müssen. Daß diese waagerechten Erdbebenkräfte bedeutend größer sein müssen, als sie sich nach der üblichen Berechnungsweise ergeben, geht aus der Nachrechnung von Beispielen zerstörter Stützenköpfe hervor.

Wie sich ferner gezeigt hat, wirkt die normale Längsbewehrung der Stützen dem Auftreten der Scherrisse nur in geringem Maße entgegen,

¹⁾ Bauing. 1931, Heft 48, S. 846.

wenn sie auch einen vollständigen Bruch verhindert und den Zusammenhang zwischen Decke und Stütze gewährleistet. Die Klärung dieser Fragen — kombinierte Beanspruchung, Einfluß verschiedener Bewehrungen — könnte wohl nur durch kostspielige und umfangreiche Versuche erreicht werden. Zweifellos sind kräftige, enggestellte Bügel, wie sie hier angewendet worden sind, der „Umschnürungswirkung“ wegen, sehr von Vorteil.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, sind von den 24 Stützen der 5,40 m hohen Konstruktion (Oberkante Fundament bis Oberkante Decke) 10 Stück als X-Stützen ausgebildet, und zwar sind diese X-Stützen über den ganzen Bau verteilt, abwechselnd um 90° in der Richtung verdreht (s. Abb. 1). Der Anschlußquerschnitt einer solchen X-Stütze, sowohl nach unten wie nach oben, beträgt 1,40/0,40 m (s. Abb. 4), so daß sich also der Gesamtanschlußquerschnitt zwischen tragenden Baugliedern und Deckenkonstruktion durch diese Maßnahme um 104% erhöht hat. Um denselben Betrag ist dadurch die Scherfläche an der gefährlichsten Stelle gegenüber den normalen Pfeilerquerschnitten vergrößert worden.

Außer der normalen lotrechten Bewehrung besitzt jede X-Stütze zudem noch gekreuzte Rundeseisen von 25 mm Durchm., je vier Stück für eine Anzugfläche, also im ganzen acht Stück. Sowohl als Zug- und Druckdiagonale, als auch zur Aufnahme von waagerechten Kräften werden diese Eisen infolge ihrer geneigten Lage besonders befähigt sein. Die Bügel sind durchweg 10 mm dick, der Bügelabstand im mittleren Stützendrittel ist auf 10 cm vermindert, während er in den anschließenden konisch sich erweiternden Teilen oben und unten 20 cm beträgt.

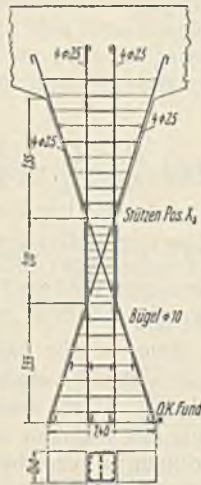


Abb. 4. X-Stütze.

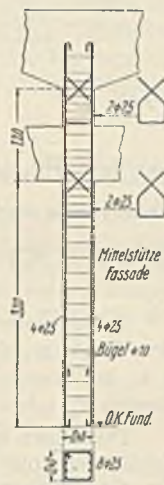


Abb. 5. Mittelstütze Fassade.

Bei den übrigen Stützen von quadratischem Querschnitt (Abb. 5) sind überall, wo Trägeranschlüsse Anlaß zum Entstehen von Scherkräften geben können, gekreuzte Eisen von 25 mm Durchm. als Stützenkopfbewehrung vorgesehen, außerdem ist an diesen Stellen der Bügelabstand gleichfalls auf 10 cm vermindert. In Anbetracht der zweifellos guten Wirkung der X-Stützen wurde die Beanspruchung der Mittelstützen höher gewählt als bei den Außenstützen — die Biegebewehrung durch lotrechte Lasten infolge der Rahmenwirkung ist gering —, der Eisenquerschnitt der Längsbewehrung macht durchschnittlich 2,5% des Betonquerschnittes aus.

Die kleinen Stützen von 30/30 cm Querschnitt sind ebenfalls alle mit der bereits erwähnten Stützenkopfbewehrung versehen. Bei der geringen Höhe von 3,15 m scheinen sie, wie die Erfahrung lehrt, der Erdbebenwirkung weniger ausgesetzt zu sein, überdies wurden die beiden Eckstützen 40/40 cm angeordnet. Ihre Beanspruchung bei der geringen Entfernung ist gering.

Die gesamte Deckenkonstruktion — Binder, Längsträger und Platten — ist normal ausgebildet, also ohne Zuschläge gerechnet, und bietet nichts Besonderes. Bekanntlich ist der Sicherheitsgrad einer gut konstruierten Decke durchaus genügend. Die an die X-Stützen anschließenden Längsträger wurden des besseren Anschlusses wegen ebenfalls wie diese 40 cm breit ausgebildet.

Als Hauptgesichtspunkt für die Ausführung ist die Forderung maßgebend, daß Arbeitsfugen zwischen Stützen und Deckenkonstruktion unbedingt zu vermeiden sind; bei Arbeitsfugen in der Decke selbst braucht man nicht ängstlich zu sein.

Es mag noch interessieren, den Material- und Kostenmehraufwand des vorliegenden Bauwerks gegenüber einer gewöhnlichen Konstruktion kennenzulernen. Während sich das Raummaß für Eisenbetonfundamentgurt und den gewöhnlichen Stampfbeton-Block-Fundamenten ungefähr gleich stellen (60 m³), erfordern erstere einen Eisenaufwand von 7520 kg gegenüber 800 kg der Blockfundamente (hierbei sind die Verankerungseisen für die Stützen inbegriffen). Für die „Erdbebenstützen“ ergibt sich ein Materialbedarf von 28,2 m³ Beton und 8230 kg Eisen gegenüber 21,2 m³ Beton und 4530 kg Eisen der Normalkonstruktion.

Durch den bereits vorhin erwähnten Umstand der Verbreiterung der an die X-Stützen anschließenden Längsträger ergibt sich für die Erdbebenkonstruktion ein Mehraufwand an Beton für die Decke von 3,7 m³.

Der Mehrpreis des beschriebenen „Erdbeben“-Baus gegenüber der Normalkonstruktion ohne Zuschläge beträgt nur 11,5%. Wenn man die einfachen Mittel in Betracht zieht, durch die die Erdbebensicherheit meiner Ansicht nach wesentlich erhöht worden ist, dürfte sich die verhältnismäßig wohl sehr geringe Verteuerung ohne weiteres rechtfertigen.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Erddruckverteilung.

Von Dipl.-Ing. O. Mund, Mannheim.

Ist Größe und Richtung des Erddrucks nach einem der bekannten Verfahren ermittelt, so ist noch der Angriffspunkt der Resultierenden festzulegen. Dazu ist es nötig, sich über die Verteilung des Erddrucks mit zunehmender Tiefe Klarheit zu verschaffen. Diese Aufgabe ist nicht so einfach, wie sie auf den ersten Blick erscheint, denn jede Unstetigkeit in der Geländelinie sowohl wie auch in der hinteren Mauerbegrenzung bewirkt eine Änderung in der Druckzunahme. Die in den Lehrbüchern angegebenen Konstruktionen widersprechen einander häufig und halten einer kritischen Nachprüfung zuweilen nicht stand. Damit sind nicht die Sprünge in der Druckverteilung gemeint, die naturgemäß in Wirklichkeit nicht vorhanden sein werden. Sie ergeben sich zwangsläufig aus der Coulombschen Theorie, die ja nur ein — allerdings sehr brauchbares — Näherungsverfahren darstellt, und werden die Richtigkeit des Endergebnisses kaum wesentlich beeinflussen.

Ein gutes Hilfsmittel zur Ermittlung der Druckverteilung hat Verfasser in den für die verschiedenen Tiefen maßgebenden Gleitlinien und in den sog. „Erddruckmaßen“ gefunden. Dies sind bekanntlich die Parallelen zur Stellungslinie durch die in der Geländeoberfläche liegenden Endpunkte der Gleitlinien. Wie sich aus dem Rebhannschen Satze ableiten läßt, dürfen sich die Gleitlinien zwischen Mauerrückwand und Geländelinie niemals schneiden. Sie können einander parallel laufen oder fächerförmig gegen die Hinterfüllung oder umgekehrt gegen die Mauer zu auseinandergehen.

Die Druckverteilung wird üblicherweise so dargestellt, daß der in einer bestimmten Tiefe herrschende „spezifische“ Erddruck an dieser Stelle der Mauerrückwand waagrecht oder senkrecht zur Mauer oder in Richtung des Erddrucks angetragen wird. Die Verbindungslinie der Endpunkte sei im folgenden als „Drucklinie“ bezeichnet.

Für den einfachsten Fall geradliniger Mauer- und Geländelinie, die sich in Maueroberkante schneiden, ergibt sich als Druckfigur bekanntlich ein Dreieck, das in der Maueroberkante seine Spitze und in zwei Dritteln der Tiefe seinen Schwerpunkt besitzt. Durch diesen Schwerpunkt ist der Angriffspunkt der Erddruckresultierenden E festgelegt. Den größten spezifischen Erddruck e_h in voller Tiefe h erhält man in diesem Falle

zu $e_h = \frac{2E}{h}$. Da die Neigung der Gleitlinie von der Tiefe h unabhängig ist, vielmehr nur durch die Richtung der Wand- und Geländelinie und durch die Winkel φ und δ bestimmt wird, die hier für alle Tiefen den gleichen Wert besitzen, so laufen die Gleitlinien parallel.

Auch sonst verläuft die Drucklinie für einen beliebigen Abschnitt der Mauerrückfläche geradlinig, sofern der durch die begrenzenden Gleitlinien abgegrenzte Teil des Gleitkeils weder in der Gelände- noch in der Mauerrücklinie Unstetigkeiten, d. h. Knickpunkte oder Auflasten aufweist und die Verbindungslinie der unteren Endpunkte der Erddruckmaße, die wir „Erddruckmaßlinie“ nennen wollen, eine Gerade ist. Sind die Gleitlinien auch in diesem Falle parallel zueinander, so läuft die Drucklinie durch den Schnittpunkt der verlängerten Gelände- und Mauerlinien des betreffenden Abschnitts (Abb. 1). Durch den gleichen Punkt geht die Erddruckmaßlinie.

Bezeichnet man die Erddruckmaße, die den Punkten 1 bis 4 der Mauerrückwand entsprechen, mit E_1' bis E_4' und ihre Komponenten senkrecht zu den Böschungslinien mit E_1'' bis E_4'' , so ist

$$\begin{aligned} \sphericalangle 0-1-1' &= \gamma_e \frac{E_1' E_1''}{2} \\ \sphericalangle 0-2-2' &= \gamma_e \frac{E_2' E_2''}{2} \text{ usw.} \end{aligned}$$

Hierdurch sind die Größen $1-1'$ bis $4-4'$ festgelegt. Daß die Punkte $1'$ bis $4'$ auf einer durch 0 verlaufenden Geraden liegen, ist leicht nachzuweisen. Da die Böschungslinien parallel laufen, sind auch die auf sie gefällten Senkrechten E'' parallel, ebenso wie die Erddruckmaße E' . Man kann also $E'' = \alpha E'$ schreiben und erhält

$$\begin{aligned} E_1 &= \sphericalangle 0-1-1' = \gamma_e \frac{\alpha E_1'^2}{2} = C_1 E_1'^2 \\ E_2 &= \sphericalangle 0-2-2' = \gamma_e \frac{\alpha E_2'^2}{2} = C_1 E_2'^2 \text{ usw.} \end{aligned}$$

Nun sei $1-1' = \beta_1 T_1$, $2-2' = \beta_2 T_2$,

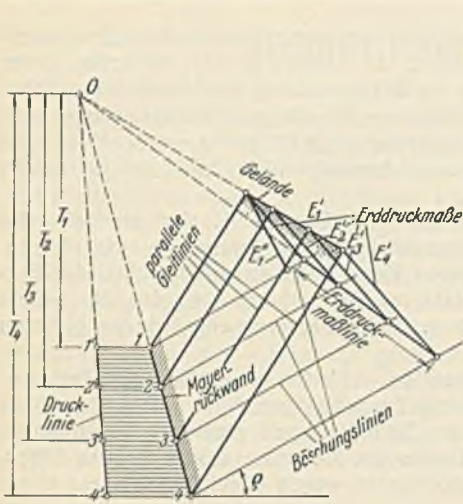


Abb. 1.

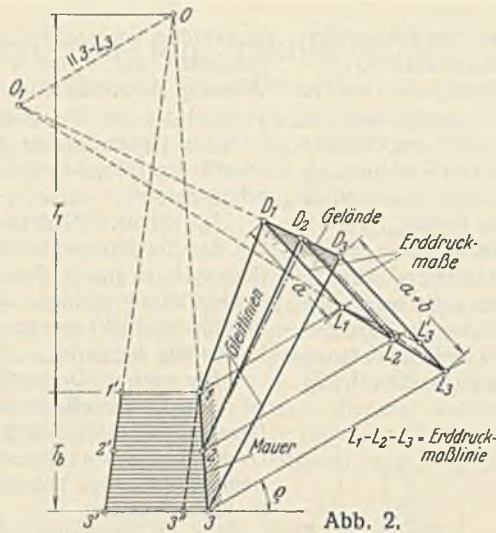


Abb. 2.

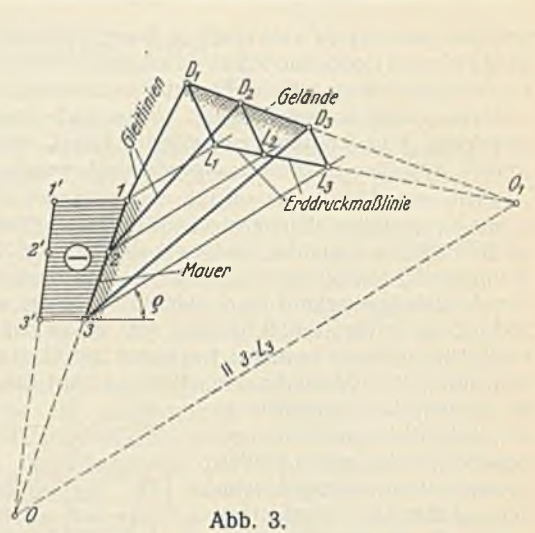


Abb. 3.

also $\sphericalangle 0-1-1' = \frac{\beta_1}{2} T_1^2 = C_1 E_1'^2$
 $\sphericalangle 0-2-2' = \frac{\beta_2}{2} T_2^2 = C_1 E_2'^2$

Infolge Parallelität der Böschungslinien ist $T_1 : T_2 : T_3 = E_1' : E_2' : E_3'$, also muß auch $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3$, d. h. auch β konstant sein, die Punkte 1' bis 4' liegen also ebenfalls auf einer durch 0 gehenden Geraden.

Das Trapez 1-1'-4'-4 gibt dann den im Abschnitt 1 bis 4 herrschenden Teilerddruck an, der auch zusammengefaßt als in der Schwerpunkthöhe des Trapezes angreifend eingeführt werden kann. Er hat die Größe

$$E_n = \frac{\gamma_e}{2} (E_4' E_4 - E_1' E_1')$$

Gehen die Gleitlinien erdwärts auseinander (Abb. 2), so ist die Druckzunahme eine langsamere gegenüber dem eben beschriebenen Fall, die Drucklinie verläuft also steiler. Um hier den Schnittpunkt 0 der Drucklinie mit der verlängerten Mauerrückenlinie zu finden, verlängere man die Erddruckmaßlinie L_1-L_3 bis zum Schnittpunkte mit der verlängerten Geländelinie in O_1 . Die Parallele durch O_1 zu den Böschungslinien schneidet die verlängerte Mauerrückenlinie dann in dem gesuchten Punkt 0. Verschiebt man nämlich das $\sphericalangle O_1-D_3-L_3$ ohne Drehung so weit, daß O_1 mit 0 zusammenfällt, dann stimmt die Figur wieder mit Abb. 1 überein.

Die genaue Berechnung der Erddruckmaße in einem solchen Abschnitt zeigt, daß die Erddruckmaßlinie auch innerhalb eines Abschnitts häufig von der Geraden abweicht, und zwar bewirkt die Abweichung bei erdwärts gespreizten Gleitlinien in der Regel eine Einbuchtung, im umgekehrten Falle eine Ausbuchtung der von der Geländelinie und der Erddruckmaßlinie begrenzten Fläche. Durch Einschaltung von einem oder zwei Zwischenpunkten läßt sich der Verlauf genügend genau bestimmen, falls man sich nicht mit der Annahme einer geradlinigen Verteilung begnügen will. Der Schnittpunkt O_1 wandert im Bereich einer gekrümmten Erddruckmaßlinie. Man erhält ihn zu jedem Punkte der Kurve als Schnittpunkt der Tangente an die Kurve in dem betreffenden Punkte mit der verlängerten Geländelinie.

Liegt Punkt O_1 bzw. 0 sehr weit entfernt, so kann man die Drucklinie durch die in der Abbildung angedeutete Hilfskonstruktion erhalten. Man ziehe $L_1-L_3 \parallel D_1-D_3$ und mache $\sphericalangle 1-3-3''$ gleich dem aus dem Teilerddruckmaß $L_3'-L_3$ sich ergebenden Teilerddruck. Dann läuft auch $1'-3' \parallel 1-3''$, und den Abstand $1-1'$ bzw. $3''-3'$ erhält

man aus dem Verhältnis $\frac{D_1-L_3}{L_3'-L_3} = \frac{3-3'}{3-3''}$. Zum Beweise bezeichne man $E_1' = a$ und $E_3' = a + b$, $1-1' = \beta T_1$, $3-3'' = \beta T_b$, dann ist $C_1 E_3'^2 = C_1 (a^2 + 2ab + b^2) = \frac{\beta}{2} (T_1^2 + 2T_1 T_b + T_b^2) = \sphericalangle 0-1-1' + \square 1-1'-3'-3'' + \sphericalangle 1-3''-3$.

Verschwindet b , ist also $E_1' = E_2' = E_3'$, dann liegt O_1 im Unendlichen. Der Erddruck bleibt dann auf die ganze Tiefe T_b konstant gleich E_1 , d. h. das Trapez $1-1'-3'-3$ verschwindet, die Drucklinie fällt im Bereich T_b mit der Mauerrückwand zusammen.

Theoretisch ist sogar eine Abnahme des Erddrucks denkbar. In diesem Falle würde die Druckfigur in dem betrachteten Bereich negativ, und der Schnittpunkt O_1 läge auf der von der Mauer abgewendeten Verlängerung der Geländelinie (Abb. 3).

Laufen die Gleitlinien nach der Mauer zu auseinander (Abb. 4), so liegt O_1 auf der Verlängerung der Geländelinie zwischen Mauer und Abschnitt, Punkt 0 also unterhalb der Dreieckspitze für parallele Gleitlinien. Den Grenzfall stellt die Druckverteilung für eine Einzellast dar, bei der die Gleitlinien im Lastpunkte zusammenlaufen. Hier überdecken sich die verschiedenen Erddruckmaße, und O_1 fällt mit D_1, D_2 und D_3 im Lastpunkte zusammen.

Die Gleitlinie für den ersten Brechpunkt im Gelände bzw. für den Fußpunkt der ersten Last wird so bestimmt, daß für die an die Mauerkrone anschließende Geländelinie, die nötigenfalls geradlinig verlängert wird, an beliebiger Stelle die Gleitlinie ermittelt und dann durch den Brechpunkt die Parallele gezogen wird. Für die weiteren Brechpunkte wird in den Lehrbüchern¹⁾ das von Holzhey 1871 angegebene Verfahren empfohlen. Verfasser bringt dagegen die in Abb. 5 dargestellte Konstruktion in Vorschlag. Danach wird das mauerwärts vom Brechpunkte liegende Vieleck einschließlich etwaiger in Flächengröße verwandelter Auflasten durch ein Dreieck BSA_n von gleicher Flächengröße ersetzt. Eine Seite dieses Dreiecks liegt in der Mauerrückwand bzw. ihrer Verlängerung. Die zweite Seite geht durch den in Frage kommenden Brech-

¹⁾ Mehrtens, Statik, Bd. II, S. 287 ff.

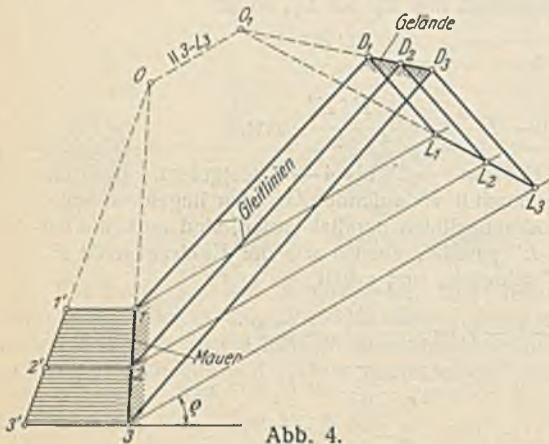


Abb. 4.

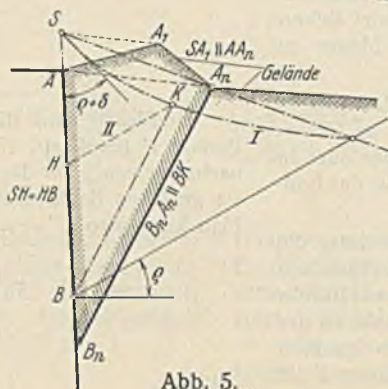


Abb. 5.

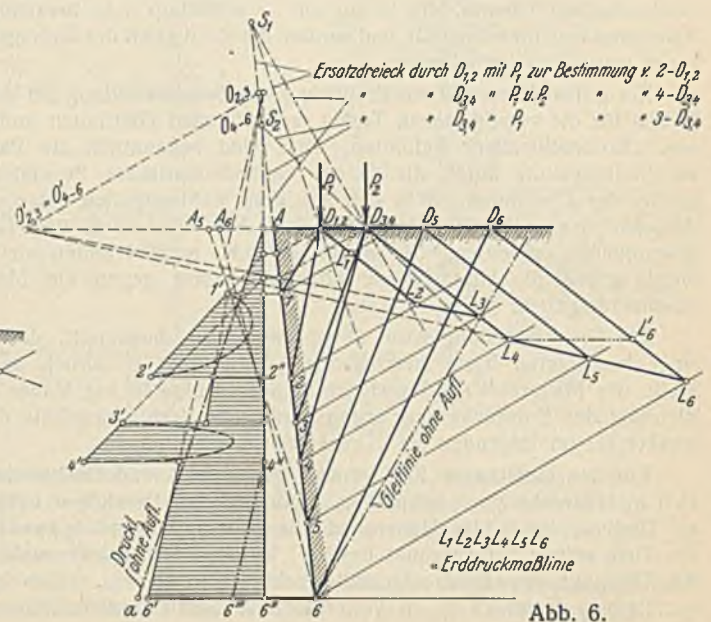


Abb. 6.

oder Lastpunkt. Nun wird für die Seite SA_n oder ihre Verlängerung die Gleitlinie an beliebiger Stelle bestimmt. In der Abbildung wurde dazu das neue, in Bautechn. 1933, Heft 32, veröffentlichte Verfahren benutzt. Die gesuchte Gleitlinie durch A_n läuft dann der Linie $B-K$ parallel. Wohlgermerkt stimmt nur diese Gleitlinie B_n-A_n mit der Gleitlinie im untersuchten System überein, die parallel zu ihr laufende Linie $B-K$ ist nur eine Hilfslinie.

Es ergibt sich also für die Darstellung der Druckverteilung folgende einfache Regel:

Man zeichne die Gleitlinien für sämtliche Brech- und Lastpunkte sowohl der Gelände- wie der Mauerrückenlinie, und zwar bei Lastpunkten einschließlic und ohne Last. Bei größerem Abstand der Gleitlinien schalte man für genauere Untersuchungen noch mindestens einen Zwischenpunkt ein. Dann ziehe man durch die Endpunkte der Gleitlinien die Erddruckmaße parallel zur maßgebenden Stellungslinie und verbinde die Endpunkte der Erddruckmaße auf den Böschungslinien zur „Erddruckmaßlinie“. Die Verlängerung dieser Linie bei geraden Strecken bzw. die Tangente an diese Linie bei gekrümmten Strecken ergibt im Schnittpunkte

mit der verlängerten Geländelinie des betreffenden Abschnitts den für den betreffenden Punkt n maßgebenden Punkt O_{1n} . Die Parallele durch O_{1n} zur Böschungslinie schneidet die verlängerte Mauerrückenlinie in O_n . Dann muß $\angle O_n - n - n' = E_n$ sein, wodurch die Drucklinie für den betreffenden Punkt bestimmt ist.

Als Beispiel sei hier nur die Druckverteilung aus zwei Einzellasten in Abb. 6 vorgeführt. Die Abweichung der Abb. 6 von mehreren bisher veröffentlichten Konstruktionen²⁾ ist in die Augen fallend. In der Abbildung ist auch der Einfluß der Einzellast für sich eingetragen. Hierzu wurde für einige Zwischenpunkte zwischen 1 bis 2 und 3 bis 4 der wirksame Lastanteil bestimmt. Es ergab sich eine parabelähnliche Einbuchtung in der Drucklinie des reinen Erdkörpers, während die abgeteilte Linse den Einfluß der Last darstellt. Diese hat sich gewissermaßen in die Erde eingebettet, diese nach den Seiten zu verdrängt und damit dort den reinen Erddruck erhöht.

²⁾ Krey, Erddruck, Erdwiderstand, 4. Aufl., Abb. 66. — Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, 1911, Abb. 270.

Die jetzigen Aussichten auf Einführung des Kabelbaggers bei Bauarbeiten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Fr. Riedig, Dresden-N.

Infolge der abfälligen Kritik, die seinerzeit nach der Inbetriebnahme des ersten in Deutschland gebauten Kabelbaggers für Bauarbeiten einsetzte, ist die Ansicht entstanden, der Kabelbagger sei ein wenig leistungsfähiges Gerät und im allgemeinen für Bauarbeiten schlecht geeignet. Zur Klarstellung, ob diese Meinung begründet und berechtigt ist oder nicht, sollen zunächst kurz die Ursachen der Betriebsstörungen der ersten Anlage und dann die Ergebnisse mit Kabelbaggern in Braunkohlentagebauen besprochen werden.

Nach dem Weltkriege, als in Deutschland die Entstehung des Kabelbaggers in Amerika und seine dortige Verbreitung bekannt wurde¹⁾, interessierten sich verschiedene Bauunternehmer und staatliche Stellen für das Gerät. Jedoch erst im Frühjahr 1926 erteilte die Wasserstraßendirektion in Hannover den Auftrag zur Lieferung des ersten deutschen Kabelbaggers für Bauarbeiten, der beim Bau des Mittellandkanals auf der Baustelle Schwicheldt eingesetzt wurde. Es waren dort infolge Regens Rutschmassen an der Kanalböschung in Bewegung gekommen, die mit dem Bagger herausgeholt werden sollten und schließlich auch beseitigt wurden (Abb. 1). Der Schürfkübel (Abb. 2) hatte einen Inhalt von 1,5 m³ und war aus Stahlblech überaus fest gebaut. Da der Bagger nur verhältnismäßig kurze Zeit arbeiten sollte, wurde ein Holzturm aus vier Eckstielen gewählt (Abb. 3). Als Gegenturm sah der Entwurf einen niedrigen Holzblock vor, der jedoch nicht ausgeführt wurde, da auf der Kanalsole ein Löffelbagger stand, an dem man das eine Ende des Tragsseiles befestigte (Abb. 4).

Schon die Voraussetzungen, auf die bei der Bearbeitung des Entwurfs Rücksicht genommen werden mußte, waren für die Ausführung beim Fehlen jeder Erfahrung etwas ungewöhnlich und trugen den Keim für die Schwierigkeiten, die sich dann in der ersten Betriebszeit herausstellten, in sich. Es sollte für den Antrieb eine ältere Dampflokomoile verwendet werden, deren Leistung nicht genau feststand. Infolgedessen mußten die Arbeitsgeschwindigkeiten möglichst gering angesetzt und der Schürfkübel entsprechend groß und schwer gebaut werden, um wenigstens angenähert die geforderte Leistung zu erhalten. Viel günstiger wäre es gewesen, wenn die Arbeitsgeschwindigkeiten vier- bis fünffach höher hätten eingesetzt werden können und der Kübel kleiner und leichter ausgefallen wäre. Die Richtigkeit dieser Absicht bewiesen auch die späteren Erfahrungen mit Kabelbaggern in Braunkohlengruben. Infolge des großen Kübels, der einen etwa im Quadrat höheren Schürfwiderstand als ein kleinerer Kübel aufweist, traten dann schon beim Probebetrieb Schwierigkeiten auf. Dazu kam, daß die Bedienungsleute nicht mit dem Arbeiten eines Kabelbaggers vertraut waren. Verschiedene Abspannselle des großen Turmes rissen

aus ihren Verankerungen heraus, und der Betrieb mußte unterbrochen werden. Das Trag- und das Zugseil hielten aber die Beanspruchungen aus. Für das Tragsseil war ein halb verschlossenes Spiralseil von 35 mm Durchm. gewählt worden. Die Erfahrungen, die nach zahlreichen Fehlschlägen im Braunkohlentagebau mit Kabelbaggern gesammelt wurden, zeigten die Richtigkeit der Wahl des Seiles. Gegenüber dem offenen Spiralseil ist bei den verschlossenen Seilen die Berührungsfläche zwischen dem Seil und den Laufrädern der Katze größer und der spezifische Flächen- druck kleiner, so daß Drahtbrüche auch bei hohen Beanspruchungen, die

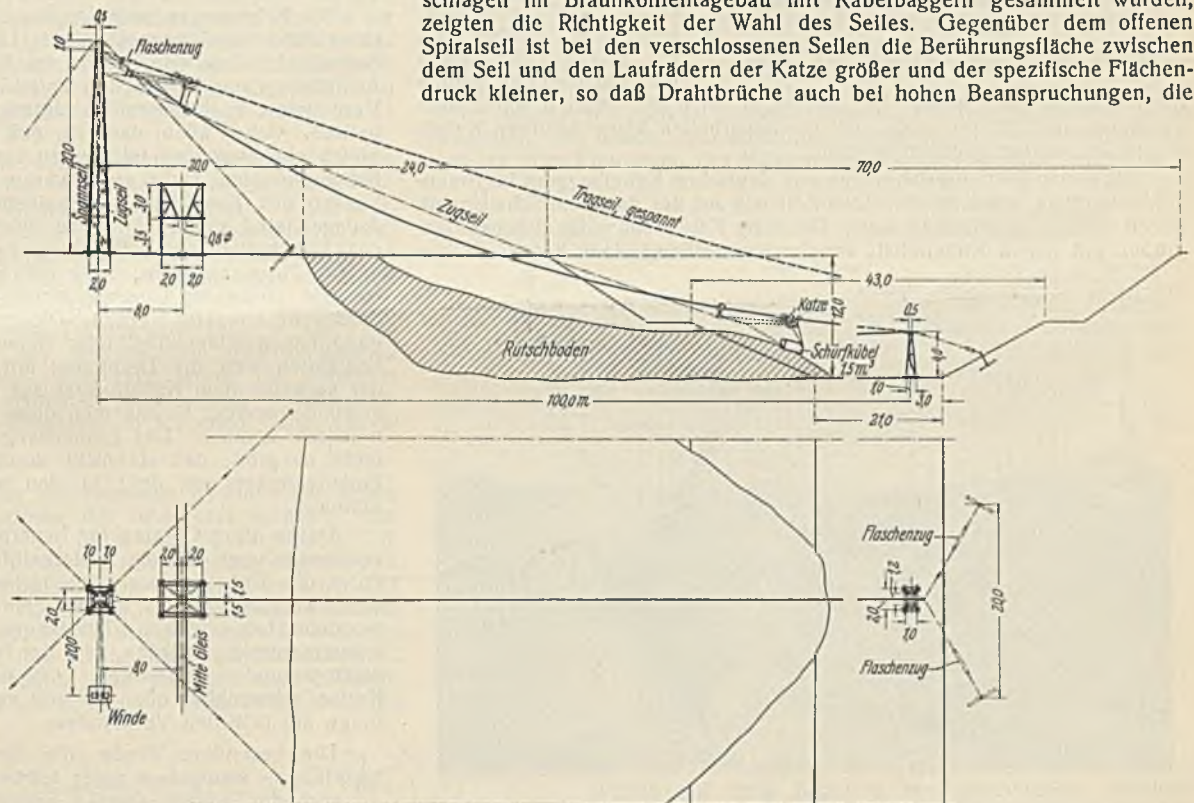


Abb. 1. Kabelbagger für Bauarbeiten auf der Baustelle Schwicheldt bei Hannover.

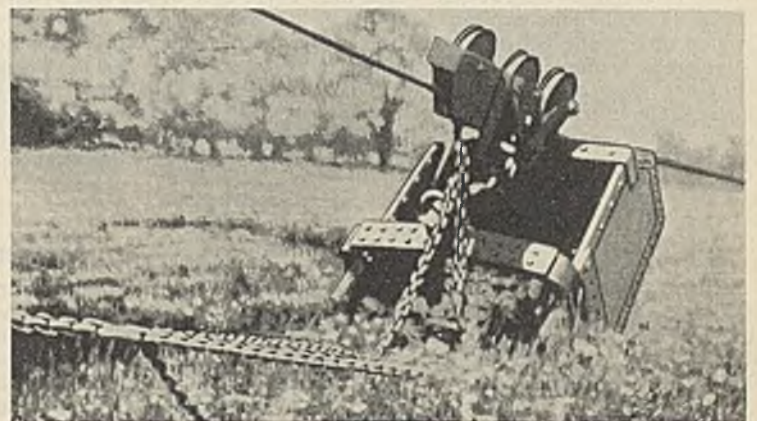


Abb. 2.

Schürfkübel von 1,5 m³ Inhalt während des Baggerns.

¹⁾ Bautechn. 1924, Heft 50, S. 568 u. 569.

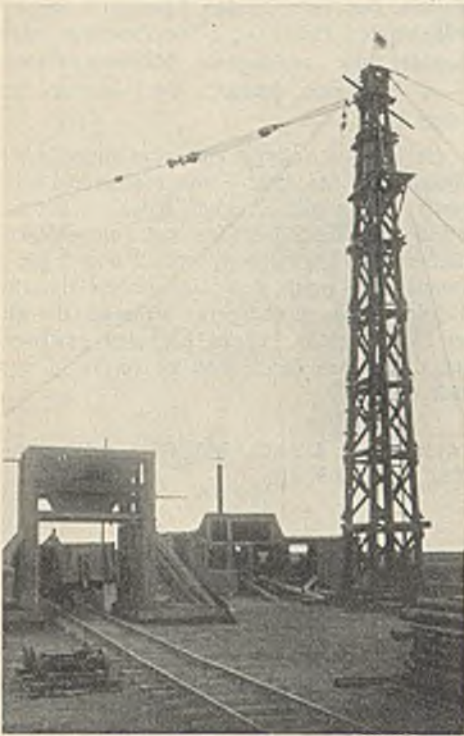


Abb. 3.

Ansicht des Maschinenturmes aus Holz.

doch noch seinen Zweck. Die Störungen im ersten Betrieb waren aber geschehen und führten dazu, daß für Bauarbeiten keine weiteren Kabelbagger in Auftrag gegeben wurden.

Die ersten Betriebserfahrungen mit deutschen Kabelbaggern im Braunkohlenbergbau, etwa zu derselben Zeit wie auf der Baustelle Schwicheldt, waren noch ungünstiger als dort. Der erste Kabelbagger für Braunkohlengruben mit einem Kübelinhalt von 2 m³ kam Ende 1925 in Betrieb. Ohne

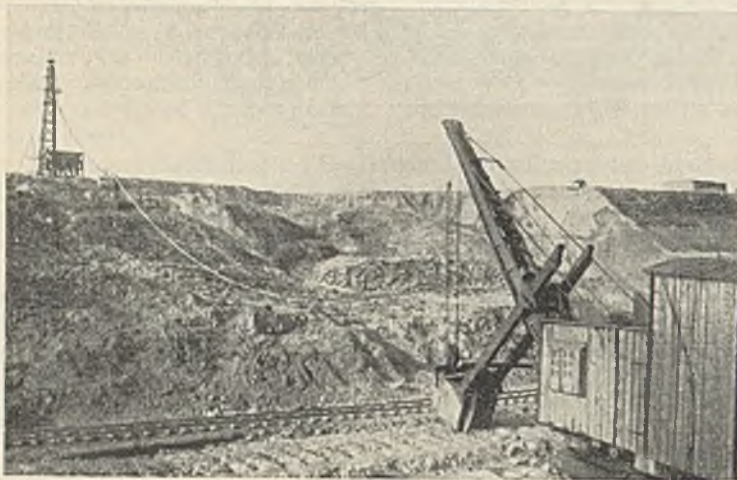


Abb. 4.

Gesamtansicht des im Betriebe befindlichen Kabelbaggers.

längere Erfahrungen abzuwarten, baute man kurze Zeit darauf vier weitere Geräte mit Kübelinhalten von 4 bis 6 m³. Obwohl sich mit diesen vier Geräten eine Reihe Schwierigkeiten ergaben, stellte man wenige Monate später sechs weitere große Kabelbagger mit Leistungen bis 200 m³/h auf. Mit einer Ausnahme erfüllten die Geräte auch nicht annähernd die gegebenen Garantien und erwarteten Ansprüche. Die Entwicklung war viel zu sprunghaft gewesen und die einzelnen Teile zu wenig durchgearbeitet, so daß die Störungen nicht aufhörten und unfallähnlichen Charakter an-

innerhalb eines jeden Spieles auftreten, seltener werden.

Die übrigen Störungen, die im Betriebe des ersten Kabelbaggers für Bauarbeiten eintraten, sind von sehr einfacher Art gewesen und hätten sich bei einer weiteren Ausführung von Anfang an vermeiden lassen. Trotz der Störungen gelang es, die abgegangenen Rutschmassen mit dem Bagger aus dem Kanal zu beseitigen. Die geforderte Stundenleistung wurde zwar nicht erreicht, aber man kam immerhin auf etwa $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der errechneten Leistung. Inwieweit die Leistung der Antriebslokomobile der Grund dazu war, daß die Baggerleistung nicht erreicht wurde, ließ sich nicht feststellen.

Nachdem die anfänglichen Störungen behoben und einige Verstärkungen an den Halteseilen usw. angebracht worden waren, arbeitete der Bagger einigermaßen und erfüllte

nahmen. Die Maschinentürme brachen ab, die Tragseile rissen, die Raupenkettens versagten usw. Trotz der großen Fehlschläge, die in Verbindung mit der einsetzenden Wirtschaftskrise sogar zum Zusammenbruch eines bedeutenden, alten Unternehmens führten, gab man die Kabelbagger im Braunkohlenbergbau im Gegensatz zu den Baubetrieben nicht auf, da man die Vorteile dieser Baggerart richtig erkannt hatte und die Störungen auf mangelnde Erfahrungen in der baulichen Durchbildung zurückführte. Die Braunkohlenwerke arbeiteten Monate und Jahre und beseitigten mit der Zeit die Mängel, so daß die Geräte störungsfrei arbeiteten, die geforderten Leistungen erreichten und sogar überschritten.

In Braunkohlengruben haben sich heute die Kabelbagger durchgesetzt, da die Betriebskosten aller bis heute dort in Betrieb befindlichen acht Kabelbagger große wirtschaftliche Vorteile brachten. Es liegen jetzt auch die nötigen Erfahrungen vor, um weitere Kabelbagger von vornherein betriebsicher zu bauen. Die Betriebsergebnisse der letzten Zeit erwecken den Eindruck, daß im Braunkohlenbergbau der Kabelbagger in manchen Fällen nicht nur dem Elmerkettensbagger, sondern auch der Abraumbörderbrücke gleichwertig und sogar überlegen ist.

Die Kabelbagger in den Braunkohlengruben sind sehr große Anlagen, wie die folgende Zusammenstellung einiger Bagger zeigt.

Schürfkübelinhalt	Anschaffungspreis	Tagesleistung	Kosten für Seilenerneuerung	Gesamtbetriebskosten
m ³	RM	m ³ /Tag	Rpf/g/m ³	Rpf/g/m ³
4	450 000	1000 bis 2500	5 bis 8	20 bis 40
6	750 000	2000 „ 4000	4 „ 7	15 „ 30
8	1 000 000	3000 „ 5500	2,5 „ 4	10 „ 20

Die Erfahrungen und Vorgänge, die den Gegenstand eines Vortrages eines Betriebsfachmannes auf der 12. Technischen Tagung des Deutschen Braunkohlen-Industrie-Vereins im April 1933 bildeten, sind auch für die Ausführung von Bauarbeiten aufschlußreich. Für Bauarbeiten liegen die Verhältnisse noch wesentlich einfacher und günstiger als im Braunkohlenbetrieb. Schon allein dadurch, daß die Kabelbagger für Bauarbeiten ungleich einfacher und leichter zu bauen sind, sind heute keine baulichen Schwierigkeiten mehr zu erwarten. Der Flaschenzug zum Heben und Senken des Tragseiles wird betzubehalten sein, denn bei den kleineren Anlagen sind sie nie Anlaß zu Störungen gewesen. Vorteilhaft hat sich das Einschalten einer Federung in die Befestigung des Tragseiles an einem Turm erwiesen, weil die Feder die Stöße beim Baggern oder sonstige stoßweise Überbeanspruchungen abfängt und die Türme und Spansselle entlastet werden. Die großen Kabelbagger für Abraumabfuhr haben Klappkübel oder Bodenentleerer. An den kleinen Baggern bewährten sich die Drehkübel mit Entladung durch einen Kettenzaum, der auch bei dem Kabelbagger auf der Baustelle Schwicheldt (Abb. 1) angewendet wurde, so daß man diese Entladeart wird im allgemeinen beibehalten können. Der Entladeweg und die Streuung des Kübels sind nicht so groß, daß sie nicht durch einfache Mittel (Verlängerung des Entladebunkers od. dgl.) in den meisten Fällen ausgeglichen werden könnten.

Da an allen Geräten für Bauarbeiten die Einfachheit eine der Hauptvoraussetzungen für die Wirtschaftlichkeit ist, so wird auch die einfache Form des Kabelbaggers vorherrschend bleiben. Eiserne Türme werden sich zweckmäßiger als das an dem damals errichteten Kabelbagger verwendete Holz erweisen. Die langen Eckstiele des Windturmes müssen zusammengesetzt werden, und der Preisunterschied gegen Eisen wird sich nicht besonders auswirken. Ob der Kabelbagger für Bauarbeiten im Kreise schwenkbar oder parallel verfahrbar auszuführen ist, bleibt eine Frage der örtlichen Verhältnisse.

Die besondere Winde, die für einen Kabelbagger nötig ist, kann natürlich — wenigstens unter teilweiser Ausnutzung (nur eine Trommel) — auch für andere Zwecke verwendet werden, und der ganze Bagger läßt sich an verschiedenen Stellen nacheinander einsetzen, wenn durch entsprechenden Seilvorrat für verschiedene Spannweiten gesorgt ist.

Die Nachkalkulation des Kabelbaggers in Schwicheldt ergab für den mechanischen Teil 11 800 RM. Heute wird der Preis noch niedriger sein. Die tatsächlichen Betriebskosten wurden seinerzeit zu rd. 34 Rpf/g/m³ errechnet, in denen ein recht hoher Prozentsatz für Tilgung und alle nachträglich bei der Beseitigung der Störungen entstandenen Kosten inbegriffen waren. Wenn kein so hoher Tilgungssatz und die anderen genannten Kosten zu berücksichtigen sind, wie es heute der Fall ist, so werden die tatsächlichen Betriebskosten für 1 m³ kaum die Hälfte betragen.

Vermischtes.

Straßenbaumaschine für Asphaltmakadam. Zur Herstellung von Straßendecken aus Asphaltmakadam, die sich für den Kraftwagenverkehr als sehr verkehrssicher erwiesen haben, sind leistungsfähige Maschinen nötig, die die Rohstoffe erhitzen und in einem bestimmten, stets gleichbleibenden Verhältnis mischen. Wenn die Maschinen zweckmäßig sein sollen, müssen sie hohe Sicherheit, geringen Betriebsstoffverbrauch und einfache Bedienung aufweisen.

Eine Maschine (der Fried. Krupp Grusonwerk AG, Magdeburg), mit der diesen Anforderungen weitgehend entsprochen werden kann und die

10 t/h Sandasphalt leistet, arbeitet wie folgt (Abb. 1): Die Zuschlagstoffe (Sand, Steinschlag u. dgl.) werden durch das Aufnahmebecherwerk (a) in die Trockentrommel (b) gefördert, die sich über dem Heizraum (c) langsam dreht. Das Gebläse (d) saugt die heißen Verbrennungsgase im Gegenstrom zu den Zuschlagstoffen durch die Trommel (b), so daß die Zuschlagstoffe vollkommen trocken und erhitzt an das Becherwerk (e) gegeben werden. Von diesem gelangen die Zuschlagstoffe über die Schurre (f) entweder in das Trommelsieb (g) oder in die Vorratbehälter (h) oder durch das Rohr (k) neben die Maschine. Das Trommelsieb (g) trennt den

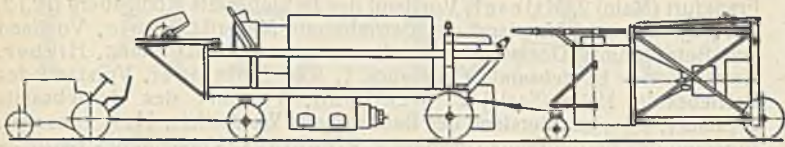


Abb. 2. Die Mischmaschine in Fahrtstellung.

- a Aufnahmebecherwerk.
- b Trockentrommel. c Peuerung.
- d Gebläse. e Becherwerk.
- f Überlaufschürre. g Trommelleb.
- h Vorratbehälter mit zwei Taschen für grobe und feine Zuschlagstoffe.
- i Wiegetrichter. k Ablaufrohr.
- l, m Mischer. n Führerstand.

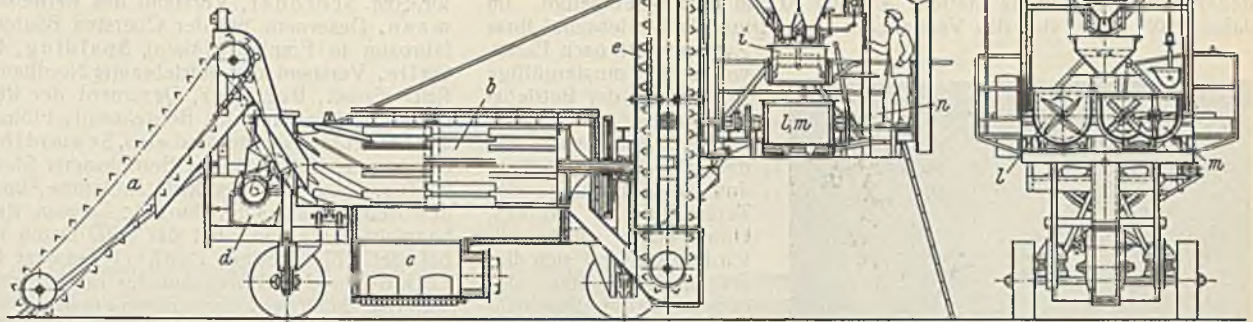


Abb. 1. Mischmaschine für Asphaltmakadam.

Sand und Splitt voneinander und gibt die Einzelmengen in je eine Abteilung (fein und grob) des Vorratbehälters (b), von dem aus der an einer Hebelwaage angebrachte Wiegetrichter (i) beschickt wird. Das aus den fahrbaren Schmelzkesseln durch Preßluft zugeführte Bitumen wird mit einer zweiten Wiegevorrichtung verwogen. Die abgewogenen Mengen Zuschlag und Bitumen kommen dann in die Mischer (l und m). Da für das Grobgut ein einfacher Mischer (l) mit Mischschaufeln und für das Feingut ein Doppelmischer (m) vorhanden ist, können die Rohstoffe ihren Eigenarten entsprechend behandelt werden. Das fertige Gemisch wird durch einen Schieber in die untergefahrenen Wagen abgelassen, die es zur Arbeitsstelle bringen.

Die Maschine kann mit jeder Art einer Kraftquelle betrieben werden (Energiebedarf 20 PS) und läßt sich von beiden Seiten aus antreiben. Die Feuerung ist für feste und flüssige Brennstoffe eingerichtet. — Der Auf- und Abbau gestaltet sich beim Standortwechsel sehr einfach, da der hintere Anbau mit dem Trommelleb (g), den Wiegevorrichtungen (i) und den Mixern (l, m) einen Teil für sich bildet, der als Anhänger mit Drehgestellen und Rädern mitgefahren wird (Abb. 2).

Alle Bedienungshebel liegen im Führerstande (n), so daß ein Mann das fertige Gemisch in der gewünschten gleichbleibenden Zusammensetzung erzeugen kann. — Eingesetzt wurde die Maschine vielfach im Auslande (Norwegen, Holland, Südamerika, Polen, Rußland usw.), in Deutschland zu Straßenbauten in München, Köln und in der Pfalz. R. —

Kernmauer aus nebeneinander abgesenkten Brunnen für einen Abschlußdamm eines neuen Beckens der Wasserversorgung von Boston. Eng. News-Rec. 1933, Bd. 111, Nr. 8 vom 24. August, S. 215, berichtet über die Herstellung eines Kernes aus nebeneinander abgesenkten Brunnen für einen Erddamm zum Abschluß einer Talsenke zwischen der das Quabbin-Becken abgrenzenden Hügelkette. Dieses Becken, das im übrigen noch von einem Erddamm von 51 m Höhe und 700 m Länge und einem solchen von 40 m Höhe und 650 m Länge umschlossen wird, ist für eine zusätzliche Wasserversorgung für zunächst etwa 20 Stadtgebiete einschließlich des Gebietes von Boston mit einer Gesamtkopffzahl

von Boston, durch einen etwa 35 km langen Tunnel (vgl. Eng. News-Rec. vom 11. September 1930, S. 420, und vom 28. Juli 1932, S. 107) mit dem neuen Quabbin-Becken sowie die Umgrenzungsbauten dieses Beckens, von denen zunächst die nachstehend erläuterte Kernmauer in Arbeit ist.

In Abb. 1 ist ein Lageplan des Quabbin-Dammes wiedergegeben, dessen Kernmauer aus 28 Eisenbetonsenk kasten von $2,75 \times 13,7$ m Grundfläche besteht. Die Lücken zwischen diesen Senkkasten von 45 cm l. Weite werden nachträglich mit Beton ausgefüllt. Die Betonbrunnen sind im Schaft massiv, lediglich in lotrechter Richtung durchzogen von drei runden Schächten, von denen einer zum Einschleusen der Arbeiter und die beiden anderen zum Einbringen des Betons dienen. Die Schächte enden unten

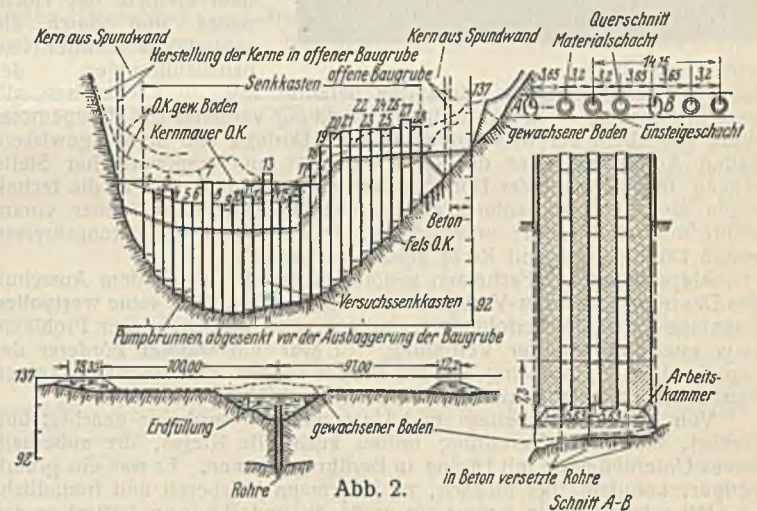


Abb. 2. in Beton versetzte Rohre Schnitt A-B

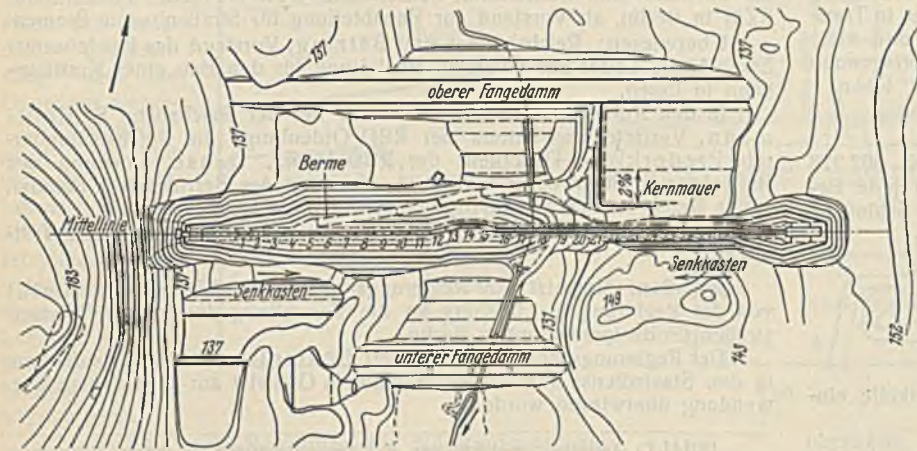


Abb. 1.

von 1 600 000 Bewohnern bestimmt. Weitere 15 Gebiete mit insgesamt 400 000 Einwohnern können später nach Anschluß an die Anlage ebenfalls versorgt werden.

Zur Schaffung der neuen Anlage bildete sich im Jahre 1927 die Metropolitan District Water Supply Commission. Der Plan umfaßt die Verbindung des bestehenden Beckens von Wachusett, rd. 50 km westlich

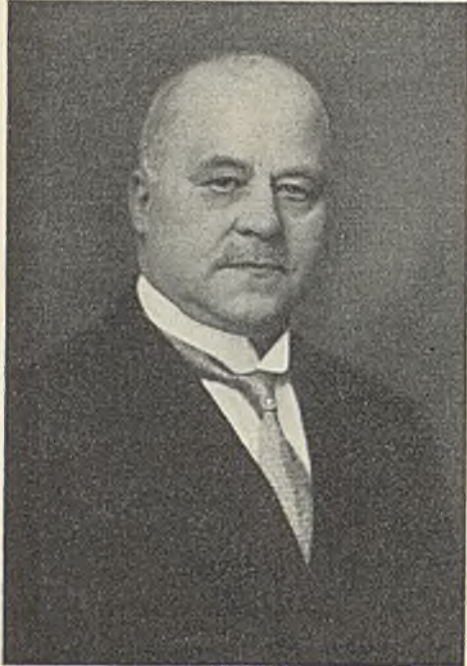
in einer Arbeitskammer, deren schräg unterschrittene Wände auf einer Schneide aus geschweißter Stahlkonstruktion stehen. Nach beendeter Absenkung werden die Arbeitskammern mit Beton und die Schächte mit Erdreich angefüllt.

Die Kernmauer durchdringt die untenliegenden Sand-, Kies- und Geröllschichten bis zum gewachsenen Fels, so daß ein dichter Abschluß gewährleistet ist. Die größte Absenkungstiefe ist 42 m. Um den für die pneumatischen Gründungsarbeiten erforderlichen Luftdruck möglichst in wirtschaftlichen Grenzen zu halten, senkte man den Grundwasserspiegel um etwa 23 m. Hierzu wurde zunächst ein Versuchssinkkasten (Nr. 13) von $3,65 \times 9,75$ m Grundfläche abgesenkt, an den die Pumpenanlage angeschlossen wurde und der ungefähr im tiefsten Teile der Kernmauer liegt (Abb. 2). Außer diesem Senkkasten wurden später noch zwei weitere, und zwar Nr. 7 und 18, als Pumpbrunnen verwendet.

Für die Betonierung der Wände der Arbeitskammern wurde Holzschalung, für den Schaft der Brunnen eine Stahlform benutzt. Während der Absenkung bis zum Wasserspiegel wurde der Erdaushub mit Hilfe eines Greifbaggers besorgt, der von einem Auslegerkran aus bedient wurde. Dann wurden zwei Baustoff- und eine Mannschleuse in Verbindung mit elektrischen Winden auf den Schaft der Senkbrunnen aufgesetzt. Die größte Leistung beim Absenken waren 4,10 m in $7\frac{1}{2}$ Arbeitsstunden. Zs.

Gustav Döring †. Abermals hat ein unerbittliches Geschick in die Reihen der führenden Männer des deutschen Stahlbaues eine Lücke gerissen. Gustav Döring, Vorstandsmitglied der Steffens & Nölle AG, Berlin-Tempelhof, ist am 27. September 1933 nach kurzem schwerem Leiden im Alter von 60 Jahren von uns gegangen. Für viele Fachgenossen wird die Nachricht seines Hinscheidens eine schmerzliche Überraschung bedeutet haben.

Döring begann nach seiner theoretischen Ausbildung seine Laufbahn als Ingenieur bei dem Werk, dem er ein Lebensalter hindurch die Treue gehalten hat, der Firma Steffens & Nölle AG in Berlin-Tempelhof. Im Jahre 1905 berief ihn das Vertrauen seiner Firma als Betriebschef ihrer Zweiganstalt nach Essen, wo er eine mustergültige



Einrichtung der Betriebswerkstätte durchführte. 1913 berief man ihn nach Berlin und übertrug ihm die Leitung des Tempelhofer Werkes. Unter seiner zielbewußten Führung hat sich dieses Werk zu einer der bedeutendsten Stahlbauwerkstätten Deutschlands entwickelt. Unter Dörings Leitung sind dort viele zum Teil bemerkenswerte und große Brücken- und Stahlhochbauten entstanden. Das Tempelhofer Werk der Firma Steffens & Nölle AG lieferte in dieser Zeit mehr als die Hälfte aller Brücken über den Teltowkanal, ferner u. a. verschiedene große Brücken über die Elbe, Oder, Spree und Havel, und seine Leistungen auf dem Gebiete des Hochbaues sind durch die zahlreichen Berliner Neubausführungen der letzten Jahre, an denen die Firma beteiligt war, in Fachkreisen allgemein bekannt. — Diese stolze Entwicklung verdankt das Tempelhofer Werk vor allem der umsichtigen Leitung Dörings und seiner gewissenhaften Auffassung über die Pflichten eines verantwortlichen Stellehaltigen Ingenieurs. Wer Döring näher kannte, wußte, daß er die technischen und Sicherheitsanforderungen eines Baugedankens immer voranstellte und alles andere unterordnete. In Fach- und Verwaltungskreisen genoß Döring daher mit Recht großes Vertrauen.

Als angesehenen Fachmann gehörte er seit 14 Jahren dem Ausschuß des Deutschen Stahlbau-Verbandes an, und dort stellte er seine wertvollen Kenntnisse für die Verfolgung technischer und wirtschaftlicher Probleme stets uneigennützig zur Verfügung. Er war ein warmer Förderer der experimentellen Forschung und hat auch in seinem Werk sowie auf seinen Baustellen manchen wertvollen Versuch durchführen lassen.

Von seinen Mitarbeitern und Untergebenen wurde er geachtet und verehrt, und diese Verehrung teilten auch alle Kreise, die außerhalb seines Unternehmens mit Döring in Berührung kamen. Er war ein grundgütiger, kerndeutscher Mensch, zu jedermann hilfsbereit und freundlich.

Mit seiner Familie trauert ein großer Freundeskreis erschüttert an der Bahre dieses so früh von uns gegangenen Mannes. Dörings Heimgang bedeutet für uns alle einen herben Verlust. Wir werden seiner in Treue gedenken. Das von ihm zur stolzen Höhe gebrachte Werk und viele Schöpfungen der Stahlbaukunst bleiben Zeugen seiner hervorragenden Arbeit.

Patentschau.

Geschweißte Spundwandschloßverbindung. (Kl. 84 c, Nr. 562 273 vom 21. 6. 1931 von Dipl.-Ing. H. Homann in Berlin.) Um jede Bewegung längs oder quer zur Bohle und jede Verdrehung im Schloß zu verhindern, wird der Spielraum im Schloß durch einen Keil oder ein Flachisen überbrückt. Die Bohlen *a* und *b* sind durch das Larssenschloß zusammengehalten; sodann wird ein Keil *c* soweit eingetrieben, bis die Schloßinnenteile vollkommen aneinanderliegen; der Keil *c* ist durch die Schweißstellen *d* und *e* mit den Bohlen verbunden. Zur Vermeidung von Zugspannungen in der Schweißnaht können auf der Gegenseite in Abständen *f* Gegenkeile eingetrieben werden, die ebenfalls angeschweißt werden.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Präsidenten einer Reichsbahndirektion: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Geyer zum Präsidenten der RBD Nürnberg; — zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Maußer in Nürnberg und Wasmer in Karlsruhe; — zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Hildebrand, Vorstand des Betriebsamts Bingen, Brust, Vorstand des Betriebsamts

Frankfurt (Main) 2, Kriesel, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 2, Dr.-Ing. Schütz, Vorstand des Betriebsamts Meseritz, Raute, Vorstand des Betriebsamts Dessau, Zosel, Dezernent der RBD Mainz, Hieber, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 1, Karl Schneider, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 2, Wendland, Vorstand des Betriebsamts Breslau 1, Fricke, Vorstand des Betriebsamts Weißenfels, Heinemann, Vorstand des Betriebsamts Duisburg 2, Pfennings, Vorstand des Betriebsamts Essen 1, bisher in Dortmund, Vogeler, Vorstand des Betriebsamts Minden (Westf.), Ernst Wolff, Vorstand des Betriebsamts Betzdorf, Dr.-Ing. Schröder, Vorstand des Betriebsamts Berlin 3, Johannes Neumann, Dezernent bei der Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Frankfurt (Main), Spalding, Dezernent des RZR in Berlin, Galle, Vorstand des Betriebsamts Nordhausen 1, Kühne, Dezernent der RBD Kassel, Beringer, Dezernent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), Ehrlich, Vorstand des Betriebsamts Flöha (Sa.), Bihlmeyer, Vorstand des Betriebsamts Friedrichshafen, Schmidlin, Dezernent der RBD Stuttgart, Ensinger, Vorstand des Betriebsamts Stuttgart 1, Dr.-Ing. Schachenmeier, Dezernent der RBD Karlsruhe, und Johannes Greve, Vorstand des Betriebsamts Oldenburg 1; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Walther bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder), Günther bei der RBD Breslau, Peukert bei der RBD Altona, Blasig bei der RBD Berlin, Haslauer bei der RBD Nürnberg, Paul Heinz Müller bei der RBD München, Laupheimer bei der RBD Augsburg, Bittlinger bei der RBD Regensburg, Balbig beim Neubauamt Zwickau (Sa.) und Burger beim Betriebsamt Uim sowie der technische Reichsbahnoberräte Kaase, Vorstand des Betriebsamts Belgig.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Hülsenkamp, Dezernent der RBD Berlin, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Stettin, Moil, Vorstand des Betriebsamts Hannover 1, als Dezernent zur RBD Berlin, Nadler, Vorstand des Betriebsamts Allenstein 1, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Köln, Richard, Vorstand des Betriebsamts Aachen, als Dezernent zur Oberbetriebsleitung West in Essen, Franz, Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), als Dezernent zur RBD Berlin, und Scheunemann, Dezernent der RBD Erfurt, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Altona; — die Reichsbahnräte: Voigt, Vorstand des Betriebsamts Ludwigslust 2, als Vorstand zum Betriebsamt Güstrow, Bischoff, bisher bei der RBD Schwerin, als Vorstand zum Betriebsamt Ludwigslust 2, Spröggel, bisher bei der RBD Altona, als Dezernent zur RBD Dresden, Seibold, bisher beim Betriebsamt Crailsheim, als Vorstand zum Neubauamt Flensburg, Echte, bisher beim Betriebsamt Plauen (Vogtl.), als Dezernent (auftragsweise) zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Stettin, Theuerkauf, Vorstand des Betriebsamts Altona (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Aachen, Thier, Vorstand des Betriebsamts Euskirchen, als Dezernent (auftragsweise) zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Köln, Gustav Wagner, Vorstand des Neubauamts Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt Helmstedt, Andrea, Vorstand des Betriebsamts Fulda, als Vorstand zum Betriebsamt Stendal, Arthur Müller, Vorstand des Betriebsamts Lennep, als Dezernent (auftragsweise) zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Essen, Kredel, Vorstand des Betriebsamts Aschersleben, als Vorstand zum Betriebsamt Wittenberg, Schlunk, Vorstand des Betriebsamts Warburg (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Hannover 2, Albrecht Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Neustettin, als Vorstand zum Betriebsamt Allenstein 1, Dr.-Ing. Heinrich Meyer, bisher bei der RBD Hannover, als Vorstand zum Betriebsamt Altona (Westf.), Blume, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Aschersleben 2, Böhmick, bisher bei der RBD Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt Fulda, Leicht, bisher beim Betriebsamt Mainz, zur RBD Frankfurt (Main), Knipper, Vorstand des Betriebsamts Seesen, als Dezernent (auftragsweise) zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Altona, Eiling, bisher beim Betriebsamt Köln-Deutz 1, als Vorstand zum Betriebsamt Seesen und Wehrmeister, bisher beim RZM in Berlin, als Vorstand zur Bauabteilung für Straßenbau in Bremen.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Bätzing, Vorstand des Betriebsamts Essen 1, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Essen.

In den Ruhestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn Schlodtmann, Vertreter des Leiters der RBD Oldenburg, die Reichsbahnoberräte Frederking, Dezernent der RBD Mainz, Dahse, Vorstand des Betriebsamts Güstrow, und Metzler, Vorstand des Betriebsamts Stendal, sowie Reichsbahnrat Weyhing bei der RBD Stuttgart.

Gestorben: Reichsbahnrat Kläger, Vorstand des Neubauamts Tuttlingen.

Preußen. Versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Georg Schmidt von der Regierung in Lüneburg an die Verwaltung der Berliner Wasserstraßen (Polizeipräsidium) in Berlin.

Der Reglerungsbaumeister (W.) Karl Böhrer ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Wasserbauamt in Gleiwitz zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden.

INHALT: Ausrüstung von Schleusen an Binnenwasserstraßen mit Pollern, Haltekreuzen und Stelgeleitern. — Beispiel einer Erdbeben-Konstruktion in San José, Costa-Rica. — Über Erd-druckverteilung. — Die jetzigen Aussichten auf Einführung des Kabelbaggers bei Bauarbeiten. — Vermischtes: Straßenbaumaschine für Asphaltmakadam. — Kernmauer aus nebeneinander ab-gesenkten Brunnen für einen Abschlußdamm eines neuen Beckens der Wasserversorgung von Boston. — Gustav Döring †. — Patentschau. — Personalnachrichten.