

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Bau des Hafens in Helgoland.

Von Hafenbaudirektor Eckhardt, Wilhelmshaven.

Vortrag, gehalten auf der 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1929, Berlin.

Der Hafen von Helgoland ist in den Jahren 1906 und 1907 geplant, im Jahre 1908 angefangen und 1916 fertiggestellt worden.

Das Bedürfnis nach einem Hafen hatte in Helgoland schon lange vor seiner Erbauung bestanden. Es ist eigentlich schon aufgetreten, nachdem im Jahre 1721 eine Sturmflut den Wall, die hochwasserfreie Verbindung zwischen Felseninsel und Düne durchbrochen und der damalige Südhafen dadurch den Schutz gegen Norden verloren hatte.

Es waren besonders die Fischereifahrzeuge, die das Fehlen eines sicheren Hafens in Helgoland immer wieder unangenehm empfanden, wenn sie durch herankommende Stürme von ihren Fischplätzen vertrieben, wegen schwerer Grundseen nicht mehr in die Flußmündungen einlaufen konnten und ihnen nur noch Helgoland als Zufluchtsort blieb. Die auf den älteren Seekarten (Abb. 1) mit Nord- und Südhafen bezeichneten Wasserflächen sind keine Häfen im eigentlichen Sinne, sondern können nur als Reede bezeichnet werden, die wenig gute, aber manche schlechten Eigenschaften hat. Zu den letzteren gehört, daß sie nur bei West- und Ostwinden einigermaßen geschützt, dagegen bei Südost-, Süd-, Südwest-, Nordwest- und Nordwinden ungedeckt ist. Ein weiterer Mangel ist, daß die Reede an vielen Stellen glatten Felsgrund hat, auf dem der Anker nicht faßt.

Das Unangenehmste und geradezu Gefährliche dieser Reede ist aber, daß die bei Südweststurm auf ihrem nördlichen Teil — dieser kommt bei dieser Windrichtung allein in Frage — ankernden Schiffe jeden Schutz verlieren, sobald der

Wind aus seiner ursprünglichen Richtung in die nordwestliche oder nördliche übergeht, eine Erscheinung, die bei uns die Regel ist. Die von der Düne ausgehenden, weit nach Nordwesten auslaufenden Klippen fangen die Wellen und leiten sie nach der Enge zwischen Felseninsel und Düne. Ähnlich wirken die von der Felseninsel nach Nordwesten laufenden Riffe. Durch die trichterförmige Verengung, die die beiden erwähnten Riffgruppen bilden, wird der bei Stürmen nördlich von Helgoland ohnehin sehr schwere Seegang beim Einlaufen noch weiter verstärkt, und in dieser Verengung, dem sogenannten Nordhafen, bei Nordweststürmen liegende Schiffe müssen schon sehr schweres Ankergeschirr haben, um den hier heranrollenden hohen, steilen Wellen standhalten zu können.

Liegt das Schiff aber an einer Stelle, wo der Untergrund felsig oder der felsige Untergrund nur wenig von Sand und Geröll überlagert ist, so nützt ihm auch das beste Ankergeschirr nichts, weil der Grund den Anker nicht hält. Das Schiff kommt ins Treiben und läuft Gefahr, durch Strömung und Seegang auf die die Reede umsäumenden Klippen geworfen zu werden. Dieser Gefahr sind vor allen Dingen Segelschiffe aus-

gesetzt, weil sie eine gewisse Zeit brauchen, um Segel zu setzen und Fahrt aufzunehmen. Die räumlichen Verhältnisse der Helgoländer Reede sind nicht besonders groß, und das Schiff kommt oft schneller auf die drohenden Klippen, als es nach dem Abtreiben nach Kurs steuern kann.

Für Dampfer ist die Gefahr natürlich nicht so groß, da diese Fahrzeuge ihren Liegeplatz nötigenfalls wechseln können. Aber auch für diese bleibt ein Liegen in Helgoland bei Sturm immer eine Zeit großer Unruhe.

Um die schlechten Verhältnisse der Helgoländer Reede zu verbessern, legte die Marine in den neunziger Jahren einige Reedetonnen, durch die wenigstens die Unsicherheit des Ankergrundes beseitigt wurde. Diese Maßnahme konnte aber nicht mehr genügen, als Helgoland auch von größeren Schiffsverbänden angelaufen wurde.

Die Linienschiffe fanden ihren Liegeplatz östlich von der Düne, wo sie auch bei schlechtem Wetter liegen konnten. Für die kleineren Torpedoboote ist der Seegang hier aber zu stark. Sie mußten zwischen Düne und Felseninsel gehen, fanden hier aber weder genügend Platz noch bei schlechtem Wetter die Ruhe und Erholung, die ihnen der Aufenthalt in Helgoland geben sollte. Außerdem war es unmöglich, den auf Reede liegenden Schiffen neue Betriebsstoffe, Kohlen, Öl, zuzuführen, um sie wieder aktionsfähig zu machen. Das hätte nur von Prahmen aus geschehen können. Die Wellenbewegung auf der Helgoländer Reede ist in der Regel aber zu groß, um ein Nebeneinanderliegen von Schiff und Kohlenprahm ohne Gefährdung beider zu gestatten. Die Torpedoboote

mußten also nach Cuxhaven, Bremerhaven oder Wilhelmshaven gehen, wenn sie ihre Kohlenvorräte ergänzen wollten. Das Einlaufen in die Jade, Weser oder Elbe zum Bekohlen und das Wiederauslaufen nach dem Gebiete, von wo die Schiffe wieder eingesetzt werden sollten, nahm aber zu viel Zeit in Anspruch.

Auch dieser Umstand führte dazu, dem Plane zur Erbauung eines Hafens in Helgoland, in dem die erforderlichen Betriebsstoffe bereitgehalten und schnell abgegeben werden konnten, feste Gestalt zu geben. Für das Jahr 1906 war eine Summe von 20 000 Mark für Vorarbeiten bewilligt worden, und im nächstfolgenden Jahre wurde der Entwurf und der mit 30 Mill. Mark abschließende Kostenanschlag von den gesetzgebenden Körperschaften genehmigt.

Der Entwurf hat auch in der Vorbereitung manche Änderungen erfahren, die im wesentlichen dadurch bedingt waren, daß sich die Raumforderungen an den Hafen sehr schnell steigerten. Dem endgültigen Entwurf wurde die Forderung zugrunde gelegt, 18 Torpedoboot-Halbflottillen unterzubringen und daneben Raum für die vielen Fischer zu

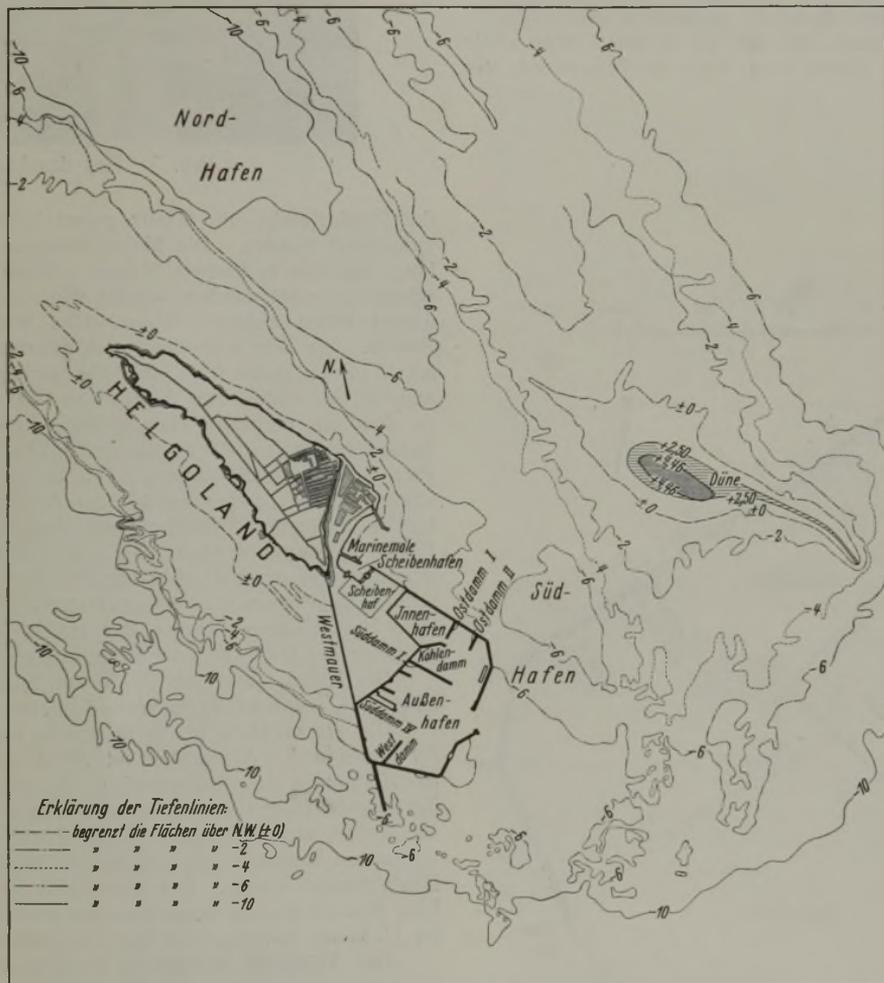


Abb. 1. Seekarte von Helgoland.

schaffen, die, von Cuxhaven (Finkenwerder) und Bremerhaven auslaufend, ihrem Gewerbe bis nach der Doggerbank nachgehen, denn auch für diese bei Sturm immer gefährdeten Fahrzeuge sollte ein zuverlässiger Schutz in Helgoland geschaffen werden. Da eine Torpedoboot-Halbflottille Liegeplatz von 100 m Länge braucht, waren also allein für Torpedoboote 1800 m Kajen oder Anlegeplätze erforderlich. Die Länge aller Liegeplätze hat das Doppelte betragen.

Mit Rücksicht auf die Bestimmung des Hafens war seine Mindestwassertiefe auf 4,5 m bei Springniedrigwasser festgesetzt worden.

Bei dem Entwurfe mußte noch auf folgendes Rücksicht genommen werden:

1. Die Strömungsverhältnisse zwischen Düne und Felseninsel durften nicht so verändert werden, daß durch verstärkte Strömung ein Abbruch der Düne hätte bewirkt werden können, da die Düne als Badeplatz der Lebensnerv der Helgoländer ist und schon seit Jahrzehnten kleiner geworden war.

2. Durch den Hafen durften auch sonst die Belange der Helgoländer, vor allem der Badebetrieb, nicht beeinträchtigt werden. Das Einlaufen, Ankern und Auslaufen der Bäderdampfer durfte deshalb weder durch den Bau, noch durch die Anlage selbst berührt werden.

3. Auf den schweren Seegang um Helgoland und auf die die Einfahrt erschwerende Brandung mußte Rücksicht genommen werden.

Ein Blick auf die Seekarte zeigt, daß sich die verlangte Wassertiefe von 4,5 m unter NW nirgends in unmittelbarer Nähe der Felseninsel, also

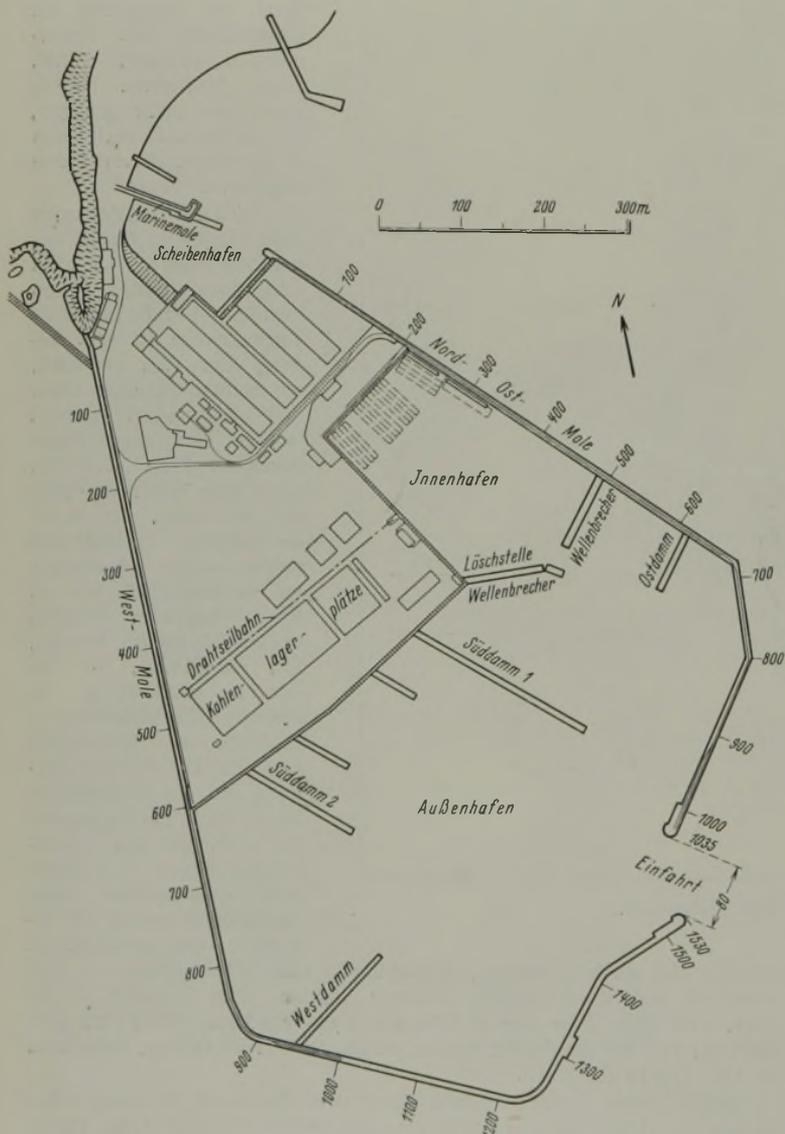


Abb. 2. Lageplan des Hafens.

noch in deren Schutz, findet. Da der Untergrund um Helgoland aber überall felsig ist, hatte man die Wahl, bei kürzeren und weniger teuren Molen größere und kostspielige Felsbeseitigungen unter Wasser ausführen, oder aber bei Vermeidung der Felsbeseitigung durch Auswahl eines entfernter von der Insel liegenden Meeresteiles, der die verlangte Wassertiefe schon hatte, längere und teurere Molen bauen zu müssen. Zwischen diesen Grenzfällen waren natürlich noch eine Reihe von Zwischenlösungen möglich.

Eine Reihe von Vergleichsentwürfen und Kostenanschlägen ergab schließlich, daß die Wasserfläche südöstlich von der Felseninsel die geeignetste Stelle für die Anlage des Hafens sei (Abb. 1).

Hier bot nämlich ein von der Südspitze der Insel nach Süden gehendes und dann nach 900 m Verlauf nach Osten abbiegendes Riff eine gute Gelegenheit, die zum Schutze gegen die vorherrschenden West- und Südweststürme erforderliche Mole — Westmole — zu errichten. Ein zweites nach Südosten laufendes Riff konnte für den Bau einer zweiten Mole,



Abb. 3. Bau des Lagergerüsts.

der Nordostmole, die Schutz gegen Nord- und Oststürme geben sollte, ausgenutzt werden. Die Molen konnten an diesen Stellen auf ziemlich lange Strecken in flachem Wasser errichtet und deshalb schwach im Querschnitt gehalten werden, wurden also verhältnismäßig billig. Die zwischen diesen Riffen liegende Wasserfläche war groß genug zur Anlage des Hafens. Sie war außerdem noch günstig gestaltet insofern, als ein Teil schon solche Tiefen hatte, daß die Felsbaggerungen nicht zu umfangreich wurden, der andere Teil dagegen so flach war, daß auch die Aufhöhungen zu dem erforderlichen Hafengelände in erträglichen Maßen blieb. Die Anlage wurde deshalb an dieser Stelle am billigsten. Die Lage hier bot aber noch folgende Vorteile: Der Hafen war gegen Nordwestwinde geschützt, blieb vollkommen aus der Zone des Verkehrs der Bäderdampfer, konnte leicht in Verbindung mit dem nach dem Oberlande führenden Tunnel gebracht werden, eine zur Brandung günstig gelegene Einfahrt erhalten, war erweiterungsfähig und ließ außerdem erwarten, daß durch seine Anlage keine Strömungsverstärkung an der Düne eintreten würde. Den Helgoländern brachte der Hafen hier den Vorteil eines starken Schutzes der Düne gegen Stürme aus südwestlichen Richtungen.

Der Hafen hatte eine Größe von 50 ha, davon waren 20 ha zu Land aufgehöhht, während 30 ha Wasser blieben (Abb. 2).

Die Wasserfläche gliederte sich in zwei Becken, den Innenhafen mit rd. 5 ha und den Außenhafen mit 25 ha. Diese Unterteilung ergab sich aus der Höhenlage des Untergrundes. Sie war sehr vorteilhaft für den Bau, da der Innenhafen durch zwei Dämme, die eine Lücke von 50 m Weite zwischen sich ließen, nach außen abgeschlossen werden konnte und dadurch zu einem wertvollen Banhafen zum Löschen der Baustoffe und zur Unterbringung der Baufahrzeuge wurde. Der Innenhafen hat später an seinem landseitigen Ufer drei aus je zwei Doppelpontons bestehende Anlegestellen erhalten, die für U-Boote dienten, weil hier die ruhigste Stelle im ganzen Hafen war.

Der Tidenhub beträgt in Helgoland 2,4 m. Nimmt man Springniedrigwasser als Null an, dann liegt das HW auf + 2,50, das HHW auf 4,70 und das NNW auf - 2,30. Als der Hafen gebaut wurde, galt als HHW das in der Sturmflut vom 13. März 1906 erreichte, das auf + 4,46 lag. Mit Rücksicht auf diese Höhe wurde Oberkante des Hafengeländes auf + 5,25 gelegt. Auf gleicher Höhe lagen auch die Fahrbahnen der Molen und Anlegebrücken. Da von Westen und Süden starker Wellenangriff zu erwarten war, erhielt die Westmole noch eine Brüstungsmauer von 2,25 m Höhe, auf die später noch eine nach außen geneigte Bekrönung aus Granitsteinen von 0,80 m Höhe gesetzt wurde. Oberkante Westmole lag demnach 8,30 m über NW, 5,80 m über HW und 3,60 m über HHW. Die Ostmole hat nur eine niedrige Brustwehr zwischen 0,60 m und 1 m Höhe gehabt. Der Westmolenkopf war höher geführt und lag auf + 9,00. Die Westmole war 1530 m, die Ostmole 1035 m lang. 930 m der Westmole und 835 m der Ostmole waren freistehend und durch Reibholzanlagen auf der Innenseite zum Anlegen von Schiffen eingerichtet. Die Ostmole hatte auf ihren ersten 500 m auch außen eine Reibholzanlage und konnte an dieser Stelle bei südlichen bis westlichen Winden ebenfalls zum Anlegen benutzt werden. Die ersten 600 m der Westmole und die ersten 200 m der Ostmole dienten zur Einschließung des Hafengeländes. Dieses wurde nach der Hafenseite durch ein senkrechtes Ufer begrenzt, dessen Bauart noch beschrieben wird.

Soweit die Ufer nicht unmittelbar zum Anlegen dienten, hatten sie zungenartig an sie anschließende Anlegebrücken erhalten. Die Gesamtlänge der Brücken betrug 950 m. Die Gesamtlänge aller Liegestellen belief sich auf 3600 m, da die Anlegebrücken beiderseitig benutzbar waren.

Beim Beginn des Hafenbaues stand nur die Marinemole, ein bei NW trocken fallendes Bauwerk von 70 m Länge und 6 m Breite und eine südlich davon liegende Fläche von etwa 1000 m² zur Verfügung. Diese für einen größeren Baubetrieb durchaus ungenügende Lös- und Lagerstelle wurde noch dadurch unzureichender, daß sie mit anderen Baubehörden geteilt werden mußte. Deshalb wurde zunächst eine neue Lös- und Lagerstelle durch Herstellen einer 40 m langen und 5 m breiten Brücke aus Eisenkonstruktion — Quadranteisen als Stützen, I-Eisen als Quer- und Längsträger — in Verlängerung der Marinemole geschaffen.

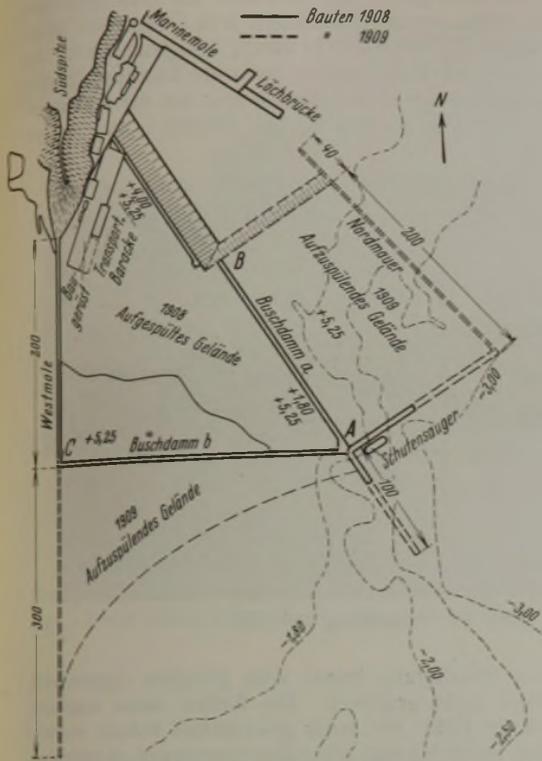


Abb. 4.

Lageplan für die Bauten des 1. und 2. Baujahres.

Beim Bau dieser Brücke zeigte sich, daß der Untergrund — rote Tonschiefer- und Sandsteinschichten — so weich war, daß die Quadranteisen gerammt werden konnten. Die erreichten Rammtiefen betrug allerdings immer nur 40 bis 50 cm, die Eisen standen aber nach dem Rammen so fest im Boden, daß weitere Maßnahmen zu ihrer Befestigung nicht mehr erforderlich waren.

Diese Eigenschaft des Untergrundes ist später beim Hafenbau in weitgehendem Maße ausgenutzt worden. Zunächst wurden auch die Stützen eines 2000 m² großen Lagergerüsts, das sich an die vorhandene Lagerfläche anschloß und bis zur Südspitze ging, gerammt. Sie bestanden aus alten Eisenbahnschienen, die durch Schmieden angespitzt waren (Abb. 3). An die Fußflächen der Schienen waren in Höhe + 4,75 Winkel angeschraubt, die die hölzernen Längsholme trugen. Darauf lag die Plattform aus Querhölzern und 8 cm starken kiefernen Bohlen. Die Plattform lag 2,50 m über HW. Auf ihr mußte alles untergebracht werden, was zunächst zum Bauen erforderlich war, Sand, Kies, Zement, Granit, Hölzer, Eisen; auch die Kantine und die Baracken für die Arbeiter, weil deren Unterbringung in der Ortschaft nicht möglich war.

Die beschränkten Lagerverhältnisse auf der Plattform erforderten gebieterisch die Anlage größerer hochwasserfreier Lager- und Bauplätze.



Abb. 5. Sinkstückwerfen.



Abb. 6. Buschdämme.

Mit der Anspülung des Hafengeländes wurde deshalb auch schon im Sommer 1908 begonnen. Das Füllmaterial (Sand) wurde in der Elbe, etwa beim Feuerschiffe 3, gewonnen und in Spülschuten nach Helgoland gebracht. Eine einigermaßen ausreichende Liegestelle für den Schutensauger wurde durch Herstellen von Buschdämmen geschaffen (Punkt A der Abb. 4).

Die Buschdämme bestanden aus drei Lagen von je 1 m starken Sinkstücken, die bei Hochwasser übereinander versenkt wurden, und deren oberste Lage bei Niedrigwasser trocken fiel. Auf den Sinkstücken wurde dann ein bis über Hochwasser reichender Damm aus Faschinenpackwerk errichtet. Die Sinkstücke sind durch eingerammte Schienen mit dem Untergrunde in festere Verbindung gebracht worden. Einige später in Packwerk und Sinkstücke eingerammte Haltpfähle ermöglichten das Festlegen des Schutensaugers. Abb. 5 gibt eine Ansicht des Sinkstückwerfens. Von dem Liegeplatze des Schutensaugers aus wurden zwei weitere Sinkstückdämme gebaut, einer nach dem Lande zu (Abb. 4) AB, einer nach Westen AC, wo er an seinem freien Ende mit dem ersten Abschnitte der Westmole zusammentreffen sollte. Eine Ansicht dieser beiden Buschdämme gibt Abb. 6. Man sieht im Hintergrunde den Schutensauger und rechts davon den Buschdamm AC, der ebenfalls durch Eisenbahnschienen festgenagelt war. In das durch die beiden Buschdämme gebildete Dreieck wurde nun der Sand gespült, und zwar zunächst an dem Buschdamme AB entlang nach dem Lande zu (Abb. 7).

In dem Maße, wie die Westmole von der Südspitze aus nach Süden vorschritt, wurde auch die Anspülung vorgetrieben (Abb. 8 u. 9).

Der Sand lief durch den Buschdamm und böschte sich auf seinen Außenseiten, doch sind trotz starkem Wellenangriffe keine großen Sandverluste eingetreten. Am Ende des ersten Baujahres war der größte Teil der zwischen den Buschdämmen und der Westmole liegenden Fläche hochwasserfrei. Das an das Baugerüst angrenzende Drittel der Fläche war sogar so hoch geworden, daß es auch von den im Winter 1908/09 auftretenden Sturmfluten nicht überspült wurde. Wenn das angespülte



Abb. 7. Beginn der Anspülung.

Gelände bei diesen Sturmfluten nicht wieder verloren ging, so lag das daran, daß es gelungen war, die nach Nordosten gelegene Böschung der Aufspülung auf 150 m mit Klinkern abzustützen (Abb. 10) und die Westmole auf 200 m vorzustoßen.

Dieses erste Stück des Molenbaues machte keine besonderen Schwierigkeiten, da die Wassertiefe, bei der es gegründet wurde, durchschnittlich

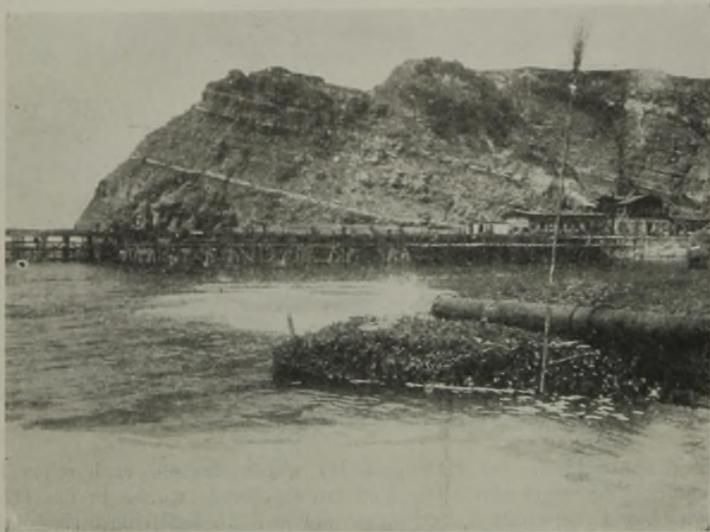


Abb. 8. Anspülung bei HW.

aus bei Niedrigwasser, also über Wasser, geschüttet und dann durch Schaufeln langsam auf die wasserseitige Böschung geschoben, so daß er von dieser ins Wasser rutschte. Auf diese Weise wurde der Beton langsam zwischen den Sackdämmen vorgetrieben, ohne daß er ausgespült wurde. Die Leistung in einer guten Tide (während des Niedrigwassers), in der das Wasser gut abfiel, war durchschnittlich 5 m Länge. Wir haben ausnahmsweise aber auch Stücke von 10 m Länge fertigbekommen. An dem wasserseitigen Ende des Fundamentes blieb die Böschung, so wie sie eingebracht war, liegen, um wieder einen Anfang für das Einbringen des Betons in der nächsten Tide zu haben. Die Oberfläche des fertigen



Abb. 9. Anspülung bei NW.

nur 1 m — bei Niedrigwasser — betrug. Einen Querschnitt dieses Molenstückes gibt Abb. 11.

Das Fundament wurde bei Niedrigwasser auf folgende Weise hergestellt:

Zunächst wurden in einem Abstände von 5 m zwei Dämme aus Säcken, die mit Beton gefüllt waren, in Längsrichtung der Mole bei Niedrigwasser auf den vorher sauber gereinigten Felsgrund errichtet. Der Beton wurde fast trocken gemischt, nur so weit angefeuchtet, daß der Zement nicht mehr stäubte. Die Säcke wurden nicht ganz prall gefüllt und dann zugebunden. Sie wurden nach Möglichkeit im Verbinde gelegt, was auch unter Wasser ganz gut ging, weil das Wasser ganz klar war, und die durch den Beton verursachte Trübung durch die Strömung schnell wieder fortgenommen wurde. Die Dämme wurden etwa 1,5 m stark und so hoch gemacht, daß ihre Oberkante 60 cm über NW lag.

Die Arbeit wurde mit fallendem Wasser begonnen und so lange fortgesetzt, bis das allmählich wieder steigende Wasser sie unterbrach. Der Beton erhärtete während der Hochwasserzeit, und beim nächsten Niedrigwasser waren die Dämme so fest und standsicher, daß sie als seitliche

Fundamentes wurde vor Überflutung immer noch gründlich abgestampft, aber sonst in der Regel nicht gesichert. Die Wellen liefen meistens, wenn der Wasserstand die Höhe des fertig geschütteten Betons erreicht hatte, über den frischen Beton hinweg, ohne ihn nennenswert anzugreifen. Bei stärkerer Wellenbewegung haben wir die frische Schüttung durch Segeltücher mit Belastung (Eisenbahnschienen) abgedeckt, haben aber verschiedentlich festgestellt, daß die Abdeckungen mehr geschadet als genutzt hatten. Die Segeltücher waren trotz der Belastung in Bewegung gekommen, und die Auswaschungen wurden dadurch größer. Wenn Auspülungen stattgefunden hatten, was nicht zu verhindern war, wenn das Wetter sich verschlechterte, mußte natürlich der lose Kies, der sich in der Regel am Fuße der Betonböschung zwischen den Sackdämmen angesammelt hatte, beseitigt werden. Betonschlamm fand sich hier nie. Die Trübe, die sich beim Vortreiben des Betons bildete, war nicht sehr stark und wurde bald durch die Strömung beseitigt.

Das Verfahren hat einen einwandfreien Beton ergeben. Wir haben häufig größere Würfel als Proben aus dem Beton sowohl aus den Sackdämmen als auch aus dem eigentlichen Fundamente ausgestemmt und auf Festigkeit untersucht und konnten fast immer feststellen, daß der Beton klingend hart war, ein dichtes Gefüge und verhältnismäßig gute Festigkeiten hatte. Das Verfahren hat den Nachteil, daß es in der freien See natürlich sehr von Wind und Wetter abhängig ist, diesen Nachteil teilt es aber mit vielen anderen Bauverfahren. Die Anwendungsmöglichkeit hört bei Wassertiefen über 2 m auf. Anstellige Leute lernen sehr bald, wie sie den Beton ins Wasser vorzudrücken haben. Es muß natürlich von Anfang an scharf darauf geachtet werden, daß der Beton nicht einfach ins Wasser geschaufelt wird.

Die Dämme mußten dem Betonierbetrieb vorausseilen, da sie eine gewisse Zeit zur Erhärtung brauchten. Die Säcke banden fast immer auch miteinander etwas ab und waren nur schwer voneinander loszureißen.

Abb. 12 zeigt das Legen der Sackdämme.

Nach Herstellung des Fundamentes war es nicht schwierig, den oberen Aufbau in Stampfbeton im Tidebetrieb, d. h. im Trockenen, im jeweils tief genug abgefallenen Wasser herzustellen. Als vordere, wasserseitige Begrenzung des Betons dienten Granitquader von 60 cm Höhe, die als Läufer und Binder ausgebildet waren und regelrecht vermauert wurden. Erst wenn dieses Granitmauerwerk fest geworden war, wurde es mit Stampfbeton hinterfüllt.



Abb. 10. Böschung am Scheibenhafen.

Begrenzung für den zwischen sie einzubringenden Schüttestein dienen konnten. Um diesen einzubringen, wurde zunächst, ebenfalls aus Beton in Säcken, eine kleine über Wasser ragende Plattform zwischen den Sackdämmen, und zwar da, wo sie an den Felsen anschlossen, errichtet, die nach der Wasserseite mit einer Böschung etwa 1:2 abfiel. Auf diese Plattform wurde der ziemlich trockene Beton von einem Transportgerüst

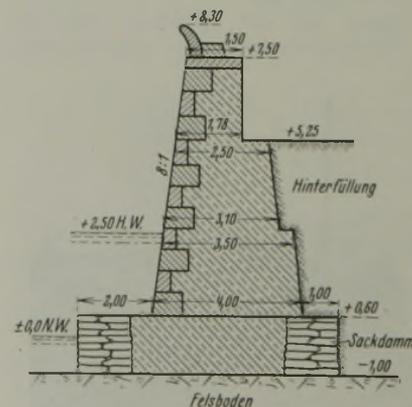


Abb. 11. Querschnitt des ersten Stückes der Westmole.



Abb. 12. Legen der Sackdämme.

Das Granitsteinversetzen ist auf Abb. 13 zu ersehen.

Die Molenbaustelle nahm allmählich eine langgestreckte, treppenförmige Gestalt an. Am weitesten draußen wurden die Sackdämme verlegt. Etwas näher nach dem Lande zu wurde der Fundamentbeton vor-

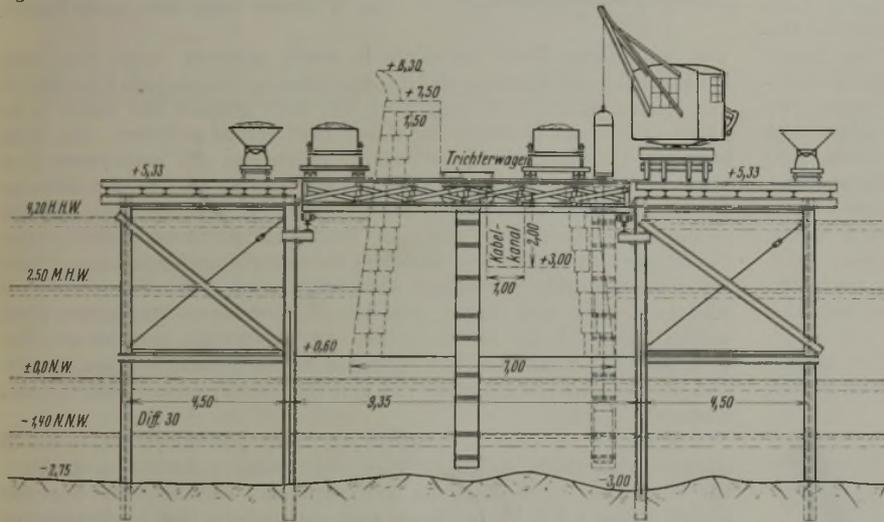


Abb. 14. Trichterbetonierung.

getrieben, noch weiter zurück wurde die Granitverblendung mit Beton hinterfüllt. Stieg das Wasser, so zogen sich die Leute nach den Stellen zurück, die höher lagen und das Arbeiten noch gestatteten. Auf den schon über Hochwasser liegenden Stellen konnte, normales Wetter voraus-



Abb. 13. Beginn des aufgehenden Mauerwerks.

gesetzt, natürlich immer gearbeitet werden. In der Regel war bei Niedrigwasser aber alles „unten“, um die vom Wind und Wetter so stark abhängigen Tidarbeiten möglichst zu fördern. Mit dem Fortschreiten der Mole war ein vom Lagergerüst ausgehendes Transportgerüst längs der Mole erforderlich. Dieses bestand aus Holzböcken, die an Land verzimmert waren und an die Verwendungsstelle geflößt wurden. Hier wurden sie aufgerichtet, miteinander durch Längsholme verbunden und gegenseitig durch Diagonalen versteift. Das Gerüst wurde vor Eintritt des Winters wieder abgebrochen, da es doch von den Sturmfluten zerschlagen worden wäre. Auch im Jahre 1909 konnte in gleicher Weise weitergearbeitet werden. Einige Stellen, die tiefer als 2 m waren, wurden mit Klappkübeln ausbetoniert, nachdem eine Schalung aus Holztafeln gestellt war, die an in den Felsboden eingeschlagenen Profileisen befestigt worden war.

Die von Punkt 440 der Mole ab größer werdende Wassertiefe zwang für das dritte Baujahr (1910) aber zu einer Änderung des Gründungsverfahrens, und zwar wurde das Betonieren mittels Trichter gewählt. Das Verfahren ist in Abb. 14 schematisch dargestellt.

Zu beiden Seiten der zu errichtenden Mole wurden kräftige Gerüste aus Differdinger Trägern I 25 errichtet, die vor Kopf gerammt wurden und durch Diagonalen miteinander versteift waren. Auf der Innenseite trugen die I-Stützen, etwa 1,5 m unter Oberkante Gerüst, auf nach innen ausgekragten Konsolen eine Schienenbahn, auf der eine die ganze mittlere Öffnung überbrückende hölzerne Plattform laufen konnte. Diese war in Querrichtung der Mole geschlitzt, und in dem Schlitz lief ein kleiner Wagen, an dem der Trichter hing. Die geschlitzte Plattform war so breit, daß auch 0,5 m³ fassende Kipploren noch neben dem Schlitz zur Füllung des Trichters fahren konnten. Der Trichter konnte durch auf den beiden Stirnenden der fahrbaren Plattform aufgestellte Handwinden hin und her gezogen werden. Hatte der Trichter eine Bewegung von

der einen Seite der Mole zur anderen gemacht, so wurde die Plattform durch Brechstangen um ein kurzes Stück in Längsrichtung der Mole vorwärts bewegt, dann wurde der Trichter wieder zurückgezogen, um, am anderen Ende angekommen, mit der ganzen Plattform wieder ein Stück vorwärts bewegt zu werden. Der Trichter beschrieb also mäanderartige Wege. Als Schalung für den Beton dienten Holz- oder Eisenbetonplatten, die zwischen die Flanschen der inneren I-Eisen eingesetzt und durch Taucher verkeilt wurden. Zum dichteren Schluß erhielten diese Platten eine keilförmige Spundung. Da die Hauptträger 4 m Abstand voneinander hatten, waren noch schwächere I-Träger als Schalungsträger zwischen die Hauptpfosten gerammt worden. Die Holztafeln waren außen mit Schienen beschwert, damit sie nicht auftrieben. Der Beton wurde erdfeucht eingebracht. Die Kipploren kamen von der einen Seite der Mole, liefen über die fahrbare Plattform, gaben dabei ihren Inhalt in langsamer Fahrt an den Trichter ab und liefen auf der anderen Seite und einer zweiten Transportbrücke wieder zurück. Der Beton wurde immer in etwa 1 m Höhe geschüttet, und da die Höhe des Fundamentes mehrere Meter betrug, mußten mehrere Trichter hintereinander laufen. Wenn der Trichterbeton in die Höhe des Niedrigwassers

gekommen war, wurde die letzte Schicht bei Hochwasser geschüttet. Sie fiel dann bei NW trocken. War das Fundament so weit, so wurde auf ihm im Tidebetrieb zwischen Granitquadern (außen) und Holzschalung (innen) im Trockenem betoniert. Da, wo die Mole nicht hinter-



Abb. 15. Trichtergerüst.

füllt werden sollte, sondern freistehend blieb, war außen und innen Granitverblendung vorgesehen.

Das Trichtergerüst wurde natürlich auch für den oberen Aufbau der Mole beibehalten.

Abb. 15 läßt dieses Gerüst erkennen. Im Hintergrunde sieht man die fahrbare Plattform. Die erste Schicht Stampfbeton, zwischen Granitquadern nach der Trichterschüttung folgend, ist gerade fertig und wird noch abgestampft. Der außen stehende Teil des Gerüsts wurde nach Beendigung des Baues abgebrochen. Die außen stehenden I-Träger wurden durch Winden aus dem Boden gezogen, die innen stehenden Träger in Höhe des Fundaments abgebrannt.

Die Trichterbetonierung ergab einen sehr guten und festen Beton. Wir hatten ja Gelegenheit, uns häufig von der Güte der obersten Schicht zu überzeugen, wenn sie trocken fiel, und es ist nicht anzunehmen, daß der untere, durch eine etwas höhere Wassersäule geschüttete Beton schlechter geworden sein sollte als der obere. Der Nachteil der Bauweise in der freien See ist die große Abhängigkeit vom Wetter. Es kam doch häufig vor, daß die am Tage vorher eingesetzten Platten durch später einsetzenden stärkeren Seegang losgeschlagen oder gar zerbrochen wurden und erst wieder befestigt oder ersetzt werden mußten, bevor die Trichterschüttung aufgenommen werden konnte. Wellen bis zu 40 cm Höhe beeinträchtigten die Trichterschüttung nicht, wenn der Beton noch einige Meter unter Wasser war. Die Trichterschüttung wurde aber unmöglich, wenn die Wellen den Trichter, der an sich ja schwer ist, wenn er gefüllt ist, hin und her schlugen.

Bei der dem Seegange stärker ausgesetzten Westmole kam das häufig vor, und der Baufortschritt war hier nicht befriedigend. Wir haben hier auch oft wieder unsere Zuflucht zu dem bei dem ersten Stück der Mole angewendeten Verfahren des Vortreibens des Betons ins Wasser vom Trockenen aus genommen, wenn wir nur erst die größten Tiefen durch Trichterbetonierung aufgehöhrt hatten. Bei der besser geschützten Ostmole hat sich das Trichterverfahren aber durchaus bewährt. Hier haben sich bei der ersten 500 m langen Strecke des Fundaments keine Schwierigkeiten ergeben, und man hätte diese Bauweise auch noch weiter beibehalten, wenn ihre Änderung nicht aus anderen Gründen erforderlich geworden wäre. Schlamm war bei der Trichterbetonierung nur in ganz geringem Maße zu beseitigen. Die Strömung nahm das Meiste fort. Wenn eine Unterbrechung der Schüttung — die in der Regel ohne Pausen vor sich ging — wegen Verschlechterung des Wetters eintreten mußte, wurde vor Wiederaufnahme der Betonierung alles, was lose war, Sand, Kies, sorgfältig beseitigt. Daß eine peinlich genaue Säuberung des Untergrundes von Geröll und Tang der Betonierung vorausging, sei nebenbei erwähnt.

Das auf der Innenseite der Mole stehende Gerüst mußte im Gegensatz zu dem außen stehenden beibehalten werden, da es ja zur Herbei-

zu groß war, wurde von Punkt 650 ab die Bauweise, wenn auch mit einigen Abänderungen, gewählt, die für die größeren Tiefen schon beim ersten Entwurfe vorgesehen war, nämlich die auf Senkkasten. Den ursprünglichen Entwurf zeigt Abb. 17. Nach dieser sollte das schwache,

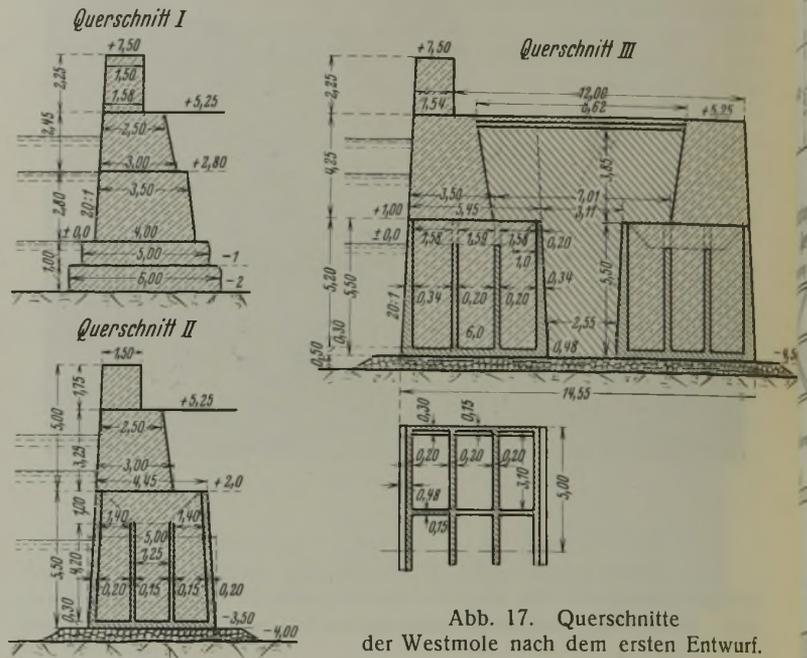


Abb. 17. Querschnitte der Westmole nach dem ersten Entwurf.

weil hinterfüllte Profil der Mole in etwas größeren Tiefen eine Reihe Senkkasten aus Eisenbeton als Unterbau erhalten (Querschnitt II der Abb. 17). Die Kästen waren 10 m lang und 5 m breit gedacht und sowohl in der Längs- als in der Querrichtung durch zwei Wände unterteilt. Der Boden sollte 30 cm stark, die Außenwände 20 cm und die Innenwände 15 cm stark werden. Die Kästen sollten schwimmend an Ort und Stelle gebracht, durch Einlassen von Wasser versenkt werden und dann nach Auspumpen der einzelnen Fächer im Trockenen mit Beton gefüllt werden. Für die frei stehenden und stärkeren Beanspruchungen ausgesetzten Molen waren zwei solcher mit einem Abstände von rd. 3 m nebeneinander versenkter Kästen von etwas größeren Abmessungen vorgesehen (Querschnitt III). Auf die Kästen sollten im Tidebetrieb zwei bis zur Fahrhöhe der Molen (+ 5,25) gehende Brüstungsmauern gesetzt werden, und die beiden Kästenreihen mit den Brüstungsmauern sollten mit Sand hinterfüllt werden.

Wenn es zu dieser Bauausführung nicht gekommen ist, so hat das seinen Grund darin, daß die maßgebenden Stellen der Marine damals — vor 20 Jahren — nicht genug Vertrauen zum Eisenbeton im Seewasser gehabt haben. Die Marine hatte kurz vorher beim Bau der Trockendocks und der III. Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven sehr trübe Erfahrungen insofern machen müssen, als sich der zu diesen Bauwerken verwendete Beton — es war ein Kalktraßbeton mit Portlandzementzusatz — als nicht seewasserbeständig gezeigt hatte. Der Beton der Docks war schon kurze Zeit nach ihrer Fertigstellung weich geworden, und die Docks mußten durch sehr kostspielige Umbauten gesichert werden. An den Schäden der III. Einfahrt, die nicht grundlegend umgebaut worden ist, kranken wir heute noch.

Das Seewasser in Helgoland ist aber noch reicher an Salzen, die Beton zum Zerfall bringen können; deshalb wurde beschlossen, Senkkasten aus Eisen zu nehmen, sie auch mit Beton zu füllen, die äußeren Wände aber noch inwendig durch Klinker, 30 bis 50 cm stark, wasserdicht zu hintermauern, damit im Falle einer Zerstörung der Eisenhaut der innere Beton trotzdem gegen chemische Angriffe des Seewassers gesichert wäre.

Diese Sicherung scheint auf den ersten Blick etwas zu weit zu gehen und zu kostspielig zu



Abb. 16. Baugerüst hinter der Westmole nach einer Sturmflut.

schaffung der Baustoffe erforderlich war. Das Meer machte uns nun zuweilen einen dicken Strich durch unsere Pläne dadurch, daß es uns dieses verhältnismäßig schwere Gerüst zerschlug.

Abb. 16 gibt einen Begriff von dem Zustande, in dem wir das Gerüst nach Sturmfluten manchmal wiederfanden. Die Abbildung läßt erkennen, daß Differdinger I-Eisen, die in die Mole mit einbetoniert waren, von den Wellen einfach krummgeschlagen worden sind. Zum Vergleich der Stärke des I-Eisens ziehe man den neben ihm stehenden Mann heran.

Da der Bau zu beschleunigen war — der Hafen sollte schon 1913 fertig sein — und die Abhängigkeit vom Wetter bei der Trichterbetonierung

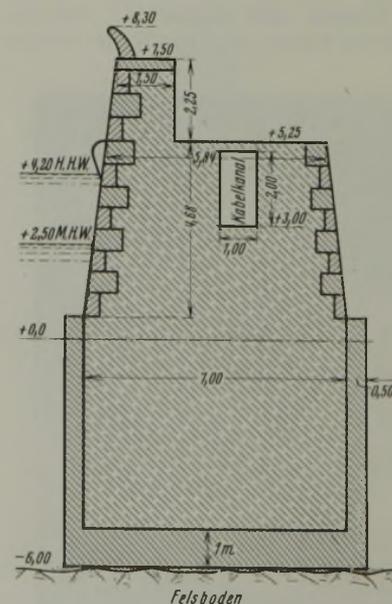


Abb. 18. Querschnitt der Westmole auf Senkkasten nach Ausführung.

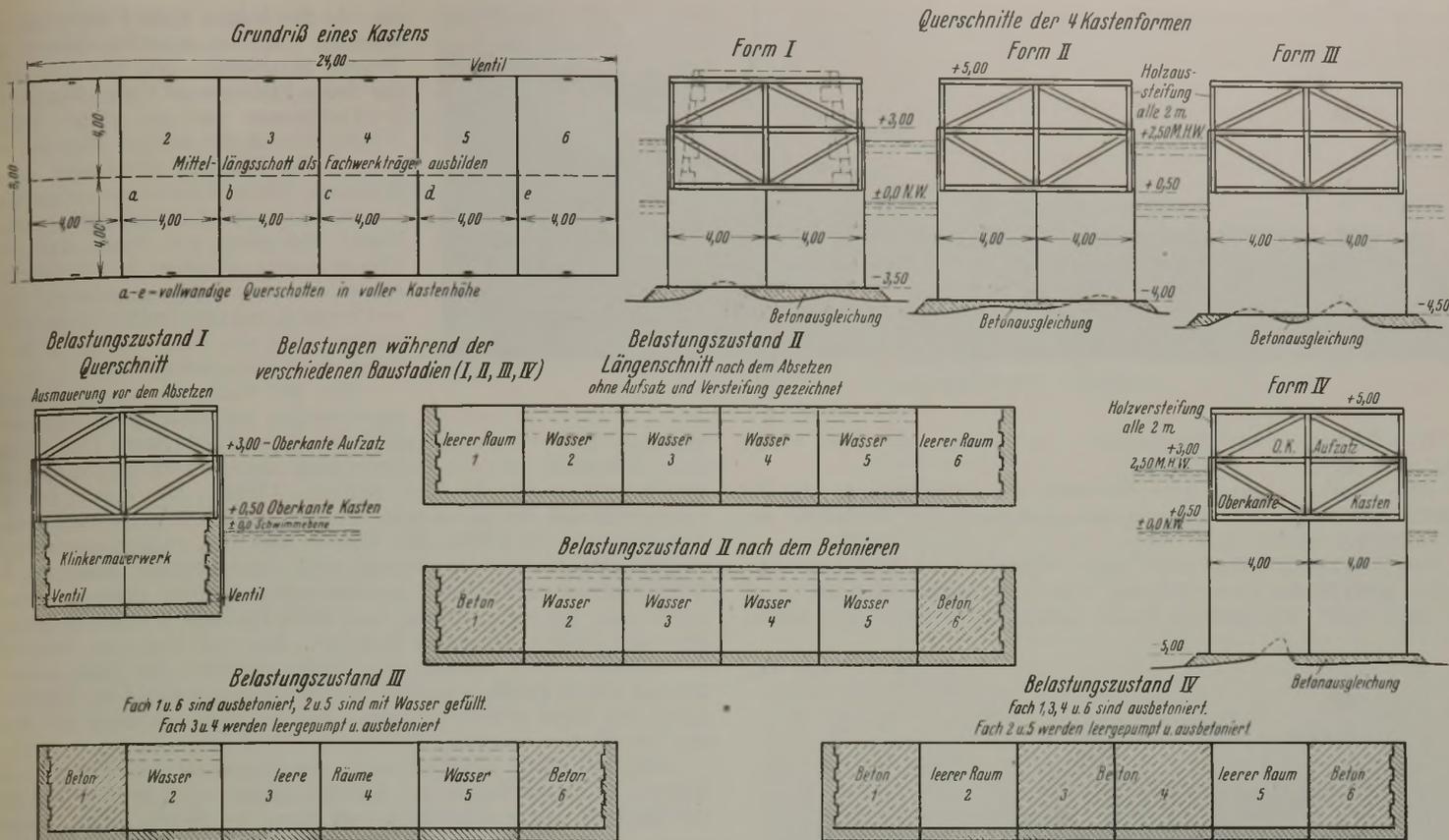


Abb. 19. Schematische Quer- und Längsschnitte durch einen Schwimmkasten.

sein. Wenn man aber Kostenvergleiche aufstellt, findet man, daß die Bauweise unter Berücksichtigung der durch sie erreichten Sicherheit nicht zu aufwendig war. Die Eisenkasten ersetzen das schwere, kostspielige Gerüst und die Schalung und machten uns praktisch unabhängig vom Wetter. Die Klinkerverblendung wurde vielleicht dreimal so teuer als der gewöhnliche Beton, gestattete uns aber, dafür eine verhältnismäßig magere Betonmischung zu nehmen, was bei Eisen allein nicht angängig gewesen wäre, da sich Eisen im Seewasser, wenn sein Anstrich nicht ordnungsmäßig unterhalten werden kann, nur beschränkt hält.

Einen Querschnitt der Westmole, wie er ausgeführt worden ist, zeigt Abb. 18. Zu dieser Abbildung ist zu bemerken, daß die obere, wellenabwehrende Bekrönung später eine Verstärkung durch Betonpfeiler erhalten hat, weil sie ohne diese zu schwach gegen die Angriffe der Wellen war. Der abgebildete Kasten war für eine Wassertiefe von 6 m bei NW passend. Die Kasten waren durchschnittlich 20 m lang, hatten quadratischen Querschnitt, waren je nach der Wassertiefe 6 bis 11 m hoch und durch 5 wasserdichte Querschotten in 6 Fächer geteilt. Die Außenwände waren durch senkrechte I- und wagerechte C-Eisen so versteift, daß sie nicht nur den höchsten vorkommenden Wasserdruck, sondern auch noch eine Zusatzbeanspruchung durch Wellenstoß aushalten konnten und bei den verschiedenen vorkommenden Beanspruchungen als Längsträger wirkten. Außerdem diente noch ein Fachwerkträger, der in der Mitte des Kastens in seiner ganzen Länge eingebaut war, zur Längsversteifung. Die Höhe der Eisenhaut war so bemessen, daß ihre Oberkante nach dem Absetzen etwa 60 cm über NW herausah. Noch 2,50 m höher gingen die senkrechten Pfosten aus Differdinger I-Eisen der Wände, an denen kalfaterte Bohlwände angebracht waren. Diese Bohlwände stellten eine Verlängerung der Blechwand nach oben dar und konnten abgenommen werden. Sie hatten den Zweck, das Vollaufen der Kasten bei Flut zu verhindern, also die Ausfüllung des Kastens mit Beton unabhängig vom Wasserstande zu machen. Außerdem hatte der Eisenkasten noch einen Aufbau aus Holzfachwerk, der oben eine Plattform aus Bohlen trug, und dessen Höhe so bemessen war, daß die Plattform nach dem Absetzen der Kasten mit der Oberkante der Molen gleich hoch lag. Man hatte dadurch den Vorteil, daß man die Schienenverbindung über die fertige Mole nach der Betonbereitungsanlage unmittelbar nach dem Absetzen der Kasten herstellen und die Betonierung sofort nach dem Leerpumpen aufnehmen konnte. Jedes einzelne Fach des Kastens konnte für sich mit Wasser gefüllt und nach Schließung der Ventile auch für sich ausgepumpt werden. Abb. 19 gibt einige schematische Quer- und Längsschnitte durch einen Schwimmkasten. Man ging in der Regel so vor, daß zunächst der

ganze Kasten voll Wasser gelassen wurde, damit er sich fest aufsetzte. Dann wurden die beiden äußersten Fächer leerpumpt, und das gab den Zustand größter Gefahr bei etwa auftretendem schlechten Wetter. Das Betonieren dieser beiden leerpumpten Fächer wurde mit größter Beschleunigung ausgeführt, und die Betonierungsanlage war so eingerichtet, daß das in 10 Stunden geschehen sein konnte. Die hierzu erforderliche Betonmenge betrug bei den größten Kasten über 600 m³. Wenn die Endfächer betoniert waren, wurden die Mittelfächer leerpumpt und betoniert, und zuletzt die Zwischenfächer. Wenn das Wetter beim Absetzen ganz zuverlässig und das Wasser ganz ruhig war, wurden nur die vier mittelsten Fächer mit Wasser gefüllt, die Endfächer aber dicht gehalten, wodurch die Zeit für das Auspumpen des Wassers gespart wurde. Es dauerte aber immer ziemlich lange, bis die Kasten aufsaßen, und wenn das Wasser beim Absenken nicht ganz ruhig war, stießen die Kasten manchmal recht unangenehm. Deshalb versuchten wir gewöhnlich, sie durch Öffnen aller Ventile so schnell wie möglich zum Aufsitzen zu bringen. Zum Leerpumpen der Kasten wurden sogenannte Abteufpumpen benutzt, Kreiselpumpen mit stehender Welle, die mit dem Elektromotor unmittelbar verbunden waren und an Flaschenzügen hingen, so daß sie dem sinkenden Wasserspiegel folgen konnten. Sie förderten bis 100 m³/h.

Die ersten Kasten sind bei den Howaldtswerken in Kiel gebaut worden, die späteren wurden den Nordseewerken in Emden in Auftrag gegeben, die ein billigeres Angebot gemacht hatten. Die Kasten wurden auf der Werft einschließlich des Holzaufbaues und einer Bodenbetonierung von 1 m Stärke hergestellt und dann nach Helgoland geschleppt. Die Klinkerausmauerung wurde in Helgoland gemacht.

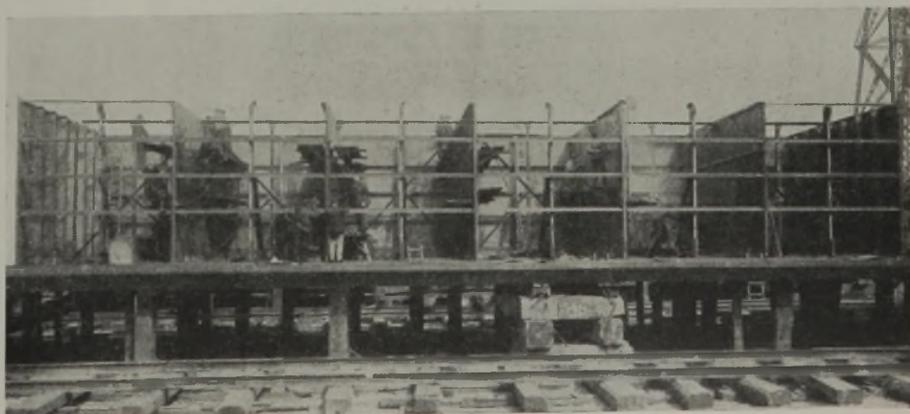


Abb. 20. Blick in einen Schwimmkasten.

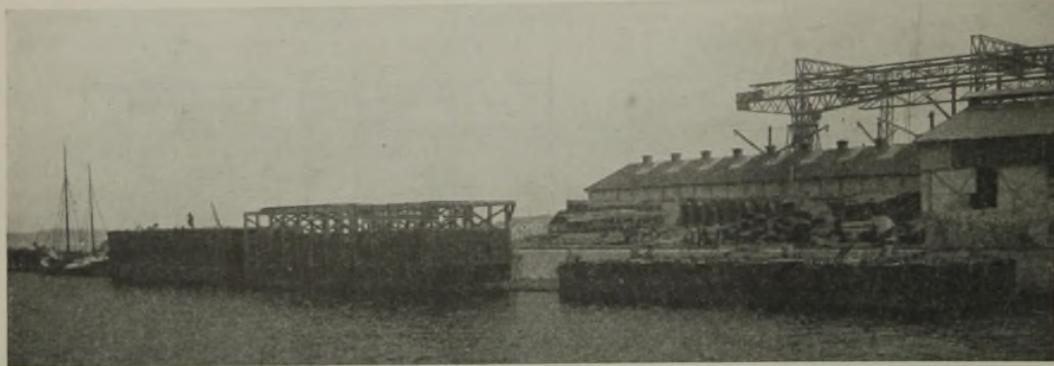


Abb. 21. Schwimmkasten auf Werft.

Abb. 20 zeigt einen Schwimmkasten, der noch an der einen Längsseite offen ist.

Abb. 21 zeigt mehrere Schwimmkasten auf der Werft liegend. Der mittelste ist fertig. Der rechtsliegende muß noch den Holzaufbau und die Holztafeln erhalten.

Das Abschleppen der Kasten nach Helgoland war ein Unternehmen, zu dem gutes Wetter erforderlich war. Die vierkantigen Kasten schleppten sich nicht leicht. Die größeren Kasten ragten auch erheblich über Wasser



Abb. 24.

Senkkasten für den Ostmolenkopf unmittelbar vor dem Absetzen.

und boten dem Winde starke Angriffsflächen. Es ist deshalb auch vorgekommen, daß Kasten sich losgerissen haben und abgetrieben sind.

Abb. 22 zeigt einen der größeren Kasten unmittelbar vor der Abfahrt.

Das Absetzen war bei ruhigem Wetter nicht schwierig. Wir haben es allerdings stets erst dann unternommen, wenn alle Vorbereitungen dazu sorgfältig getroffen waren. Dazu gehörte das Ausbringen von fünf Ankern von je 6 t an der Absetzstelle, von denen je zwei seitlich vom Kasten lagen und einer in der Längsrichtung in der Achse der Mole

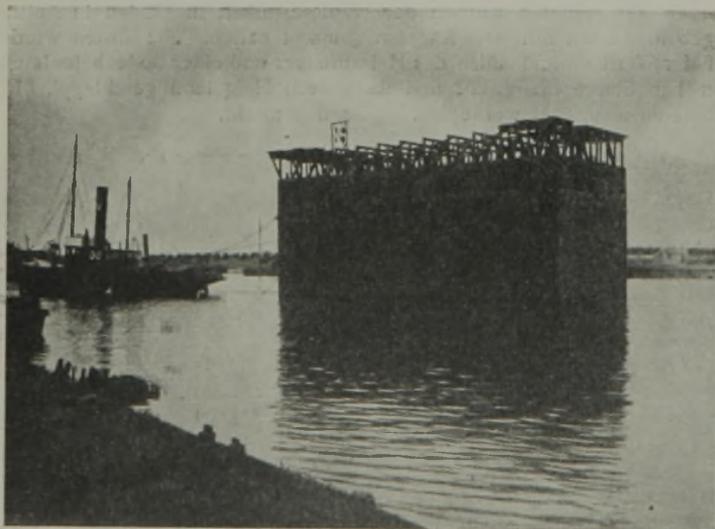


Abb. 22.

Schwimmkasten klar zum Abschleppen.

lag. An den Ankern waren Festmachtetonnen befestigt, die ein schnelles Belegen mit Trossen gestatteten. Auf den vier Ecken der oberen Plattform der Kasten stand je eine 5-t-Handwinde, und eine ebenso schwere Winde war auf der fertigen Mole fest verankert. Der Tiefgang der Kasten war so bemessen, daß sie bei Hochwasser höchstens 1 m Wasser an der Versenkungstelle fanden. Dieser Spielraum war nötig, weil beim Absenken unberechenbare Zwischenfälle mitspielen konnten, z. B. aufkommender Wind und Seegang, und das Unternehmen scheitern mußte, wenn das Wasser anfang zu fallen, bevor der Kasten richtig stand.

War der Kasten an der Versenkstelle angekommen, so wurde er zunächst durch vier nach den Seitenbojen angebrachte Trossen festgelegt. Dann wurden zwei Stahlleinen in der Längsrichtung des Kastens ausgebracht, die eine nach der auf der Mole stehenden Winde, die andere nach der entgegengesetzt liegenden Boje. Hierauf wurden schwere Manilatrossen von den vier Eckwinden des Kastens nach den entsprechenden Bojen ausgefahren, worauf der Kasten durch wechselseitige Betätigung der Winden genau an die Stelle gebracht werden konnte, wohin er kommen sollte. Lag der Kasten richtig, was durch Einfluchten seiner Längsachse, die durch Baken gekennzeichnet war, von der Mole aus festgestellt werden konnte, so wurden die Ventile geöffnet. Es mußte natürlich dauernd darauf geachtet werden, daß der Kasten während des Vollaufens, das in der Regel eine halbe Stunde dauerte, durch Strömung oder Wind nicht verschoben wurde.

Das eigentliche Absetzen, d. h. das Versenken durch Einlassen von Wasser, sollte bei Stauwasser vor sich gehen. Es kam aber doch vor, daß die Ebbe schon eingetreten war, bevor der Kasten aufsaß. Da war es von großem Vorteil, daß die entsprechenden Seitenanker schwer genug waren, um die Zugkräfte, die dann auf sie kamen, aufzunehmen.

Die Kasten wurden nicht dicht aneinandergesetzt, sondern hatten 1 m Zwischenraum, der nach dem Betonieren der Kasten und Verschalen der Lücke mittels Klappkasten vollbetoniert wurde. Eine der beiden Quertugen wurde in mindestens 15 mm Stärke bis zur Oberkante Mole hochgeführt.

War der Kasten bis Oberkante Eisenhaut vollbetoniert, was in der Regel in zwei Tagen bewerkstelligt werden konnte, so wurde der obere Aufbau der Mole im Schutze des Kastens gleich fortgesetzt, wenigstens so weit, bis er über Hochwasser war. Das Versetzen der Granitsteine in dem durch Pfosten und Diagonalen beengten Raume war etwas unbequem, doch war der Vorteil der Unabhängigkeit von der Tide so groß, daß diese Unbequemlichkeit mit in den Kauf genommen werden konnte. Das bei der Betonierung überflüssig werdende Holzwerk wurde dem Baufortschritt entsprechend herausgenommen, und zuletzt blieben nur die Hauptpfosten stehen, die die Transportgleise trugen. Die Raumverhältnisse im Innern eines Kastens beim oberen Ausbau gibt Abb. 23 wieder. Wenn das innere Mauerwerk hoch genug war, wurden die Holzwände abgebrochen. Dann konnte auch die Verbindung des im Kasten hergestellten oberen Molenaufbaues mit der schon fertigen Mole bewerkstelligt werden.

Abb. 24 zeigt den letzten bei der Ostmole verwendeten Kasten unmittelbar vor dem Absetzen.



Abb. 23.

Herstellen des aufgehenden Mauerwerks im Inneren eines Kastens.

Damit die Kasten nicht schief aufsaßen, sondern nach dem Absetzen auch senkrecht standen, mußte natürlich ein ebener und wagerechter Untergrund vorhanden sein.

Diesen hatten wir in Helgoland nicht, sondern mußten wir erst schaffen. Wenn man bei Niedrigwasser einen Blick vom Oberlande auf den Felssockel wirft, auf dem Helgoland steht, so findet man, daß dieser Sockel eine sehr unregelmäßige Oberfläche hat. Er wird von Rinnen durchfurcht; hier treten Buckel hervor, und unmittelbar daneben liegen Vertiefungen. Genau so war der Grund, auf den die Kasten abgesetzt werden mußten. Längsprofile, die in Linie der Außenkanten der Molen und ihrer Längsachsen genommen worden waren, erschienen überhaupt nicht als zusammengehörig, und Höhenunterschiede von 3 m auf 20 m Länge waren nichts Ungewöhnliches.

Wir entschlossen uns zunächst, den Meeresboden nach allen Regeln der Kunst einzuebnen, und haben zu diesem Zwecke einen großen Taucherbetrieb aufgezogen.

Den Tauchern wurden zuerst in der Längsflucht der Innen- und Außenseiten der Molen eine Reihe von etwa 3 m voneinander abstehenden Festpunkten gegeben. Dazu dienten über dem Wasser von den Molen nach zwei Booten ausgespannte Drahtseile. Die Punkte wurden von den Drahtseilen aus durch Stangen auf den Grund übertragen. An diesen Punkten wurden von den Tauchern durch Preßluftwerkzeuge Löcher gebohrt, in denen 10 cm starke Rundeisen, senkrecht stehend, befestigt wurden, und um die Rundeisen wurden Schellen, zunächst leicht verschiebbar, gelegt, und zwar so, daß die das Rundeisen überragenden Schellen quer zur Mole standen. Die Schellen wurden nun durch Einnivellieren von oben alle auf gleiche Höhe gebracht und dann festgeschraubt.

Man war nun in der Lage, die in einer Längsflucht stehenden Rundeisen durch auf die überstehenden Schellenenden gelegte C-Eisen zu verbinden, und erhielt dadurch sowohl in Flucht der Außenseite der Mole als auch in der Innenseite zwei Gerade, die wagerecht und gleich hoch waren, also miteinander eine wagerechte Ebene bildeten. Quer über diese C-Eisen gelegte, verschiebliche I-Träger dienten als Richtscheit, nach dem die Taucher arbeiteten.

Sie meißelten die Kuppen durch Preßluftwerkzeuge ab, wobei alles lose Material nach oben befördert wurde, und füllten die größeren Löcher durch Beton in Säcken aus. Das Ganze wurde durch Beton abgeglichen, der schließlich in Klappkubeln heruntergebracht und mittels des Richtscheites aus I-Eisen eingeebnet wurde.

Die Arbeiten wurden durch das in Helgoland fast immer sehr klare Wasser begünstigt und sind, wie es sich beim Absetzen der Kasten zeigte, einwandfrei geworden.

Leider wurden die Taucherarbeiten immer schwieriger durch die vor Kopf der Mole immer stärker werdende Strömung. Diese hat um Helgoland im großen und ganzen die Richtung Nordwest—Südost. Im Süden von Helgoland läuft sie allerdings etwas mehr in westöstlicher Richtung. Die nach Süden laufende Westmole verkürzte nun die Stromfläche, wirkte also stauend und stromverstärkend. Die Zeit, in der die Taucher arbeiten konnten, wurde mit dem Fortschreiten der Molen immer kürzer und mußte sich zuletzt auf die Zeit um Stauwasser herum, also eine Stunde vor bis eine Stunde nach Hoch- oder Niedrigwasser, beschränken. In dieser kurzen Zeit war natürlich keine Leistung zu erzielen, und wir mußten uns deshalb zu einer Änderung des Verfahrens entschließen. Hierbei kamen uns die Feststellungen und Versuche zu Hilfe, die wir inzwischen zur Beseitigung der zu hoch liegenden Felsmassen im Hafen angestellt hatten.

Wir waren zu dem Ergebnis gekommen, daß die Felsbeseitigung mit starken Eimerbaggern unter Zuhilfenahme von besonders konstruierten Baggereimern möglich war, und beschlossen deshalb, die inzwischen beschafften Felsbagger zum Abgleichen der zu hoch liegenden Felskuppen des Untergrundes im Zuge der Molen zu benutzen. Nach der Baggerung sollte noch ein besonderes Planum durch Steinschüttung hergestellt werden.

Daß das Einebnen durch Bagger nicht so gut ist wie die Taucherarbeit, liegt auf der Hand. Bei letzterer kann die höher liegende Ebene

des einen Kastens gegen die tiefer liegende des anderen durch eine praktisch senkrechte Stufe abgegrenzt werden, denn die Säcke mit Beton lassen sich senkrecht stapeln. Beim Baggern geht das nicht. Zwischen der einen und der anderen Ebene liegt eine Schräge, auf die der Kasten unter Umständen herunterrutscht oder über der er hohl steht. Der Bagger schiebt auch „Baggergut“ in die tiefer liegenden Rinnen und Löcher, und da er in dem felsigen Boden keinen ebenen Schnitt macht, weil er die härteren Kuppen weniger angreift, und diese Kuppen sich nicht zusammendrücken lassen wie die Steinschüttung und das Felsbaggergut, war die Möglichkeit einer ungleichmäßigen Verteilung des Druckes der Kasten auf den Untergrund gegeben. Dadurch entstand die Gefahr, daß die Steinschüttung an Stellen, wo sie weniger belastet war, vom Seegange unter den Kasten herausgeschlagen würde. Wir haben geglaubt, dieser Gefahr dadurch begegnen zu können, daß wir zum Schutze des Untergrundes eine Steinschüttung von Granitblöcken und anderem schweren Gestein bis zu 2 t Gewicht außen vor die Kasten warfen, mußten aber erfahren, daß das nicht genügte.

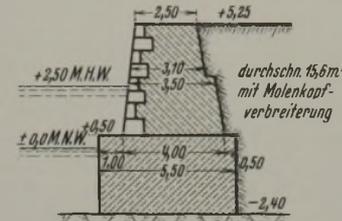


Abb. 25. Querschnitt des hinterfüllten Teils der Ostmole.

Wir begrüßten es damals, daß das Abgleichen durch den Bagger wesentlich schneller ging als das Einebnen durch Taucher und der Molenbau nun erheblich größere Fortschritte machte.

Durch Anwendung der Senkkasten waren wir nicht nur unabhängiger von Ebbe und Flut geworden, sondern auch unabhängiger vom Wetter. Es kam wohl vor, daß besonders hoch auflaufende Fluten, die ja immer mit stärkerem Seegange verbunden sind, einen Kasten, wenn er sich noch im

Anfange des Füllens mit Beton befand, anlüfteten, so daß wir schleunigst Belastungsmaterial heranbrachten, um ihn zu sichern; auch sind die oberen Holzaufbauten einiger Kasten durch Sturmfluten beschädigt, einmal auch ganz zerstört und fortgetrieben worden, im großen und ganzen waren aber Zwischenfälle und größere Beschädigungen durch Sturmfluten beim Betonieren der Kasten nicht zu verzeichnen.

Das schnelle Fortschreiten der Westmole war für den ganzen Hafenaufbau von großem Nutzen, da die Westrichtung die Hauptsturmrichtung ist und die Westmole die übrigen Hafenaufbauten vor Stürmen schützte. Das bedeutendste der im Schutze der Westmole errichteten Bauwerke war die Ostmole. Auch bei ihr sind drei verschiedene Bauarten zur Anwendung gekommen. Sie schlossen sich aber mit einer Ausnahme denen der Westmole an. Da der Anfang der Ostmole nicht am Felsen liegt, sondern etwa 200 m vom Unterland entfernt lag und die Wassertiefen hier schon über 2 m bei NW betragen, kam für die Ostmole nur Trichterbetonierung in Frage.

Die ersten 200 m der Ostmole dienten gleichzeitig zur Begrenzung des Hafengeländes, waren mit Sand hinterfüllt und hatten deshalb einen schwachen Querschnitt (Abb. 25). Der Querschnitt war schwächer als der der Westmole, weil die Ostmole keinen so starken Wellenangriff auszuhalten hatte. Demgemäß konnte auch das Gerüst für die Trichterbetonierung leichter gehalten werden. Wir kamen mit I 20 aus, die vor Kopf mit Handrammen geschlagen wurden. Man erkennt die vier Rahmen auf Abb. 26.

Wir hätten das Verfahren der Gründung durch Trichter auch über Punkt 500 hinaus beibehalten, denn es hatte sich durchaus bewährt und ging bei der gut geschützten Ostmole auch schnell genug, wenn nicht besondere Gründe eine Änderung der Bauweise nötig gemacht hätten (vergl. Lageplan Abb. 2). Wir hatten nach Fertigstellung der Ostmole bis Punkt 500 die das Hafengelände nach dem Innenhafen begrenzenden Ufer durch Absetzen von Steinkasten behelfsmäßig ausgebaut und den Innenhafen durch Vorsetzen zweier auf dem Plane mit „Wellenbrecher“ bezeichneten Steinkastendämme zu einem gut geschützten, auch zum Löschen größerer Kiesdampfer geeigneten Hafen gemacht, was dem Staatssekretär



Abb. 26. Trichtergerüst für die Ostmole.

des Reichs-Marine-Amtes Veranlassung gab, diesen Innenhafen auch schon für U-Boote nutzbar zu machen. Der erste Versuch der Belegung des Hafens mit diesen Booten zeigte, daß er so, wie er damals war, für die empfindlichen Boote nicht brauchbar war. Ein kräftiger Südost brachte in kurzer Zeit einen ziemlich starken Seegang auf, und dieser lief durch die 50 m weite Öffnung zwischen den Wellenbrechern derart stark in den Innenhafen ein, daß die U-Boote hier nicht mehr liegen konnten und ihr Heil in der Flucht suchen mußten. Um dem Innenhafen einen besseren Schutz auch gegen Südoststurm zu geben, wurde deshalb beschlossen, das letzte Stück der Ostmole (Punkt 800 bis 1035), das die Einfahrt zum Innenhafen gegen Südost deckte, schon

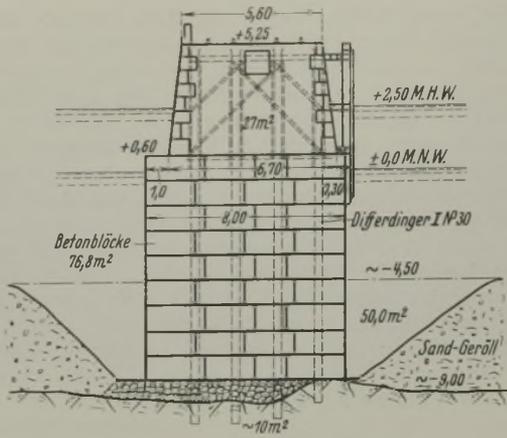


Abb. 27. Querschnitt der Ostmole zwischen Punkt 500 und 800.

gelegt worden sind und solche Form hatten, daß sie die Blöcke umfaßten, zugesetzt worden. Einen Querschnitt dieser Molenstrecke zeigt Abb. 27, eine Ansicht des Gerüsts, allerdings aus größerer Entfernung, Abb. 28.

Die für das letzte Stück der Ostmole verwendeten Kasten waren die größten der für den Hafen überhaupt erbauten. Der Untergrund bestand teils aus Gerölle, teils aus verwittertem Gips. Das lose Material wurde über 1 m tief durch Bagger beseitigt. Sackungen dieser Kasten sind später nicht festzustellen gewesen, auch sonstige Bauzufälle, Zerstörungen nennenswerter Art durch Sturmfluten, sind beim Bau der Ostmole ausgeblieben.

Mit dem Fortschreiten der Molen hielten die Arbeiten zur Aufhöhung des Hafengeländes gleichen Schritt. Es ist schon erwähnt, daß zur Begrenzung des aufzuspülenden Geländes nach dem Hafen zu Steinkasten verwendet worden sind, die sich auch sehr gut zur Ausführung von Anlegestellen für Schiffe eigneten. Eine Ansicht eines solchen Steinkastens gibt Abb. 29. Diese Kasten waren oben 5 und unten 6 m breit, 5 m hoch und etwa 20 m lang. Sie waren aus Rund- und Kantholz gezimmert, hatten sowohl in der unteren wie in der oberen Ebene einen starken Diagonalverband, Verstrebung im Inneren und in den Seitenwänden und eine Reihe von starken Rundeisenankern, die sowohl die oberen Querholme mit den unteren, als auch die oberen Längsrähme und die unteren Schwellen — diese waren Doppelhölzer — zusammenhielten. Die Kasten hatten keinen Boden, sondern statt dessen ein lose gespanntes, starkes, verzinktes Drahtnetz. Ebenso waren die Stirnseiten mit Drahtnetz abgeschlossen. Die Seitenwände waren innen mit Bohlen benagelt, die 10 cm Abstand voneinander hatten.

Der Kasten, den die Abbildung darstellt, ist der Unterbau für ein Stück der Wellenbrecher, die zum Abschluß des Innenhafens gedient haben. Man sieht auf der Abbildung über dem vorderen, oberen Querholm die Federbolzen, die zum Festhalten des auf diesen Unterbau aufzuständernden Aufbaues dienen sollen. Die Kasten schwammen, soweit sie aus Kiefernholz waren, oder wurden durch Prahme in Schwimmlage gehalten, wenn sie aus nicht schwimmendem Hartholze waren. Sie wurden an Ort und Stelle geflößt, dort in richtiger Lage festgelegt und durch Einwerfen von Bruchsteinen versenkt. War das geschehen, so konnte der Oberbau im Tidebetriebe aufgebracht werden, da Oberkante Unterbau nach dem Absetzen etwa 1 m bei Niedrigwasser aus dem Wasser kam. Der Oberbau war genau wie der Unterbau konstruiert, hatte eine mit breiten Zwischenräumen innen an die Pfosten genagelte Bohlwand an den Längsseiten, war mit dem Unterbau durch starke Anker verbunden und hatte oben Bohlenabdeckung. Er war auch mit Bruchsteinen gefüllt. Diese Steinkasten, die mit Aufbau 9 m hoch waren, hatten manche Vorteile. Sie paßten sich dem Untergrunde an, da sie nachgiebig waren; sie waren elastisch und erforderten deshalb nur einfache Reibehölzer, um sie zum Anlegen brauchbar zu machen, und selbst schwere Wellen liefen sich in ihnen tot, ohne zu branden. Dabei waren die Kasten doch so undurchlässig, daß sich der Seegang wohl in ihnen fing, aber nicht bis auf die andere Seite durchlief. Die aus derartigen Kasten gebildeten Anlegestellen wurden später mit Vorliebe von den Schiffen als Anlegestellen aufgesucht, weil man gut an ihnen lag. In der Unterhaltung waren sie wesentlich billiger als die später errichteten Anlegebrücken aus Eisenkonstruktion.

Abb. 30 zeigt den südlichen Wellenbrecher des Innenhafens mit Drahtseilbahn und Auslegekran. Die Anlage hat jahrelang zum Kieslöschen gedient und wurde nach Fertigstellung des Hafens zum Entladen von Kohlen nutzbar gemacht.

In weitem Maße haben wir, wie schon erwähnt, die Steinkasten zur Bildung der Ufer im inneren Hafen verwendet. Zu diesem Zwecke wurden sie an der hinteren Längswand mit einer dicht schließenden, gespundeten Bohlwand versehen und dann so dicht wie möglich mit den Stirnseiten aneinanderstoßend, durch Einwerfen von Steinen versenkt. Diese Kasten waren ohne Aufbau. Ihre Oberkante reichte durchschnittlich bis zum MW.

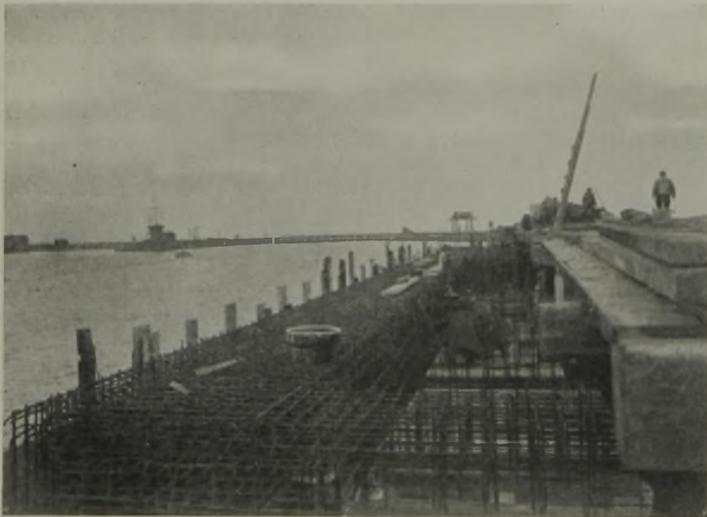


Abb. 28. Ostmole vom Molenkopfe aus. Im Hintergrunde das Gerüst von Punkt 500 bis 800.

vorweg zu bauen, und zwar in der bei der Westmole erprobten Art des Senkkastenbaues. Um die Baustoffzufuhr hierher zu ermöglichen, wurde von Punkt 500 bis 800 im Zuge der Mole ein Gerüst aus Differdinger Trägern I 30 geschlagen. Dieses Gerüst ist später nach Beseitigung der Diagonalen durch Betonblöcke von etwa 10 t Gewicht, die im Verband



Abb. 29. Steinkasten.

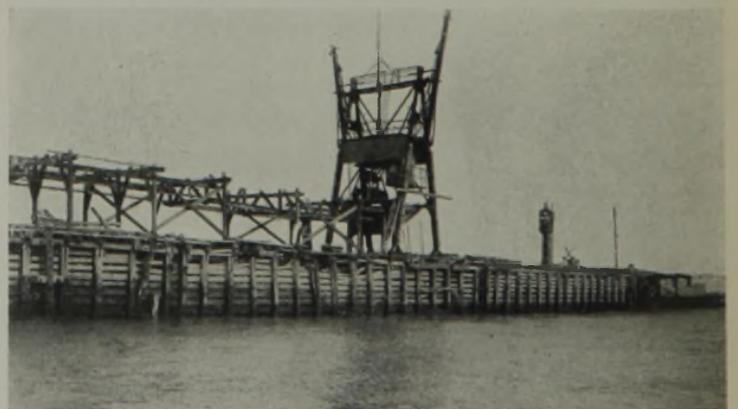


Abb. 30. Steinkastendamm (Wellenbrecher) als Löschstelle.

Die zwischen den einzelnen Kasten bleibenden Lücken wurden auf der Hinterseite mit gespundeten Bohlen durch Taucher sanddicht gemacht, vorn mit in Zwischenräumen versetzten Bohlen geschlossen. Der Raum zwischen den Bohlwänden wurde ebenfalls mit Steinen gefüllt. Die Geländeaufhöhung, die nach Westen und Nordosten ihre Begrenzung an den Molen fand, konnte nach Absetzen der Kasten auch nach Süden bis an diese vorgetrieben werden. Es war ursprünglich beabsichtigt, die Kasten nach der Wasserseite unverändert zu lassen und das Ufer von Oberkante Kasten bis Oberkante Gelände durch eine treppenförmige Böschung aus Beton zu bilden (Abb. 31). Der während des Baues größer gewordene Bedarf an senkrechten Ufern und Hafengelände — das ganze Ufer nach dem Großen Hafen sollte für Flugzwecke nutzbar gemacht werden — veranlaßte uns aber, vor die Kasten eine Betonwand zu setzen, die zwischen 1,5 und 2 m stark war und bis Ober-

fertig. Die vor ihrem Ende nach links laufende dünne Linie ist der Steinkastendamm, der zur Bildung des Ufers nach dem Außenhafen zu diente.

Wir hatten, um genaue Maße über die Höhen der Wellen zu bekommen, schon früher auf dem Oberlande feste Standpunkte für zwei Phototheodolite auf einer Grundlinie von 200 m Länge errichtet und

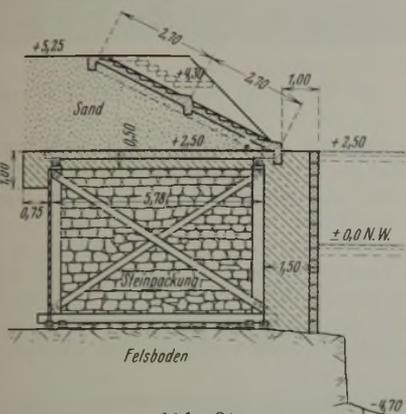


Abb. 31. Uferbefestigung mittels Steinkasten.

kante Gelände ging. Sie wurde bis NW durch Trichterschüttung hergestellt, nachdem eine vordere Schalung aus I 20, die in 2 m Abstand voneinander gerammt und zwischen die Eisenbetonplatten eingebracht waren, hergestellt war. Auf der Innenseite wurde keine besondere Schalung mehr für erforderlich gehalten. Die vor die

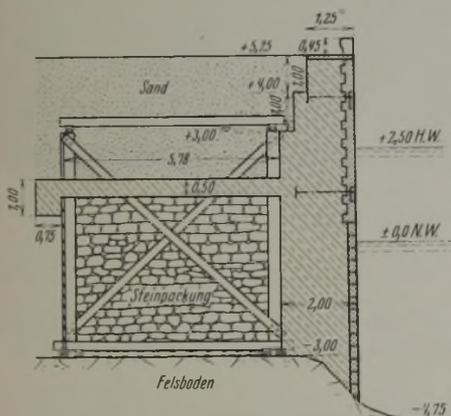


Abb. 32. Uferbefestigung mittels Steinkasten.

Steinkasten gesetzten Betonwände wurden durchweg durch Eisenbetonbalken mit einer hinter den Kasten längslaufenden Eisenbetonschwelle verankert (Abb. 32). An Stellen, wo keine Schiffstöße zu erwarten waren, war die Betonschürze nur 1 m stark und der über NW stehende Teil als Eisenbetonbohlwerk von 20 cm Stärke ausgebildet, das nach hinten durch Rundeseisen verankert war.

Abb. 33 gibt den nordöstlichen Teil des Hafens im dritten Baujahre wieder. Im Vordergrund sieht man drei Steinkasten, links die Ostmole im Bau, etwa bis Punkt 300 reichend, weiter rechts die auf Steinkasten stehenden Auslegerkrane, die in Verbindung mit einer zum Hafengelände führenden Drahtseilbahn standen. Abb. 34 ergänzt das vorige Bild nach Südwesten. Die Westmole ist etwa bis Punkt 500 fertig. Die Drahtseilbahn ist schon einmal in Richtung der Westmole verlängert worden.

Auf Abb. 35 sieht man den Hafen im Sommer 1912. Der Innenhafen ist durch Wellenbrecher geschlossen. Die Entladekrane sind auf den südlichen Wellenbrecher versetzt. Die Westmole ist etwa bis Punkt 700



Abb. 33. Nordöstlicher Teil des Hafens im 3. Baujahre.



Abb. 34. Westlicher Teil des Hafens im 3. Baujahre.



Abb. 35. Hafen im 4. Baujahre.

Wellenaufnahmen bei den verschiedensten Windrichtungen und -stärken gemacht. Der Verschluss beider Apparate wurde genau gleichzeitig elektrisch gelöst, und die beiden Momentaufnahmen ergaben zusammen ein stereoskopisches Bild, das mit dem Zeißschen Stereokomparator zu einer Höhenschichtenkarte der Meeresoberfläche ausgewertet werden konnte. Wir haben hierbei gefunden, daß die Wellen, bevor sie brandeten, bis zu 5 m hoch werden konnten. Die Brandungswellen sind natürlich höher, und die an den Molen hochgehenden Wellen erhoben sich auf 15 m über

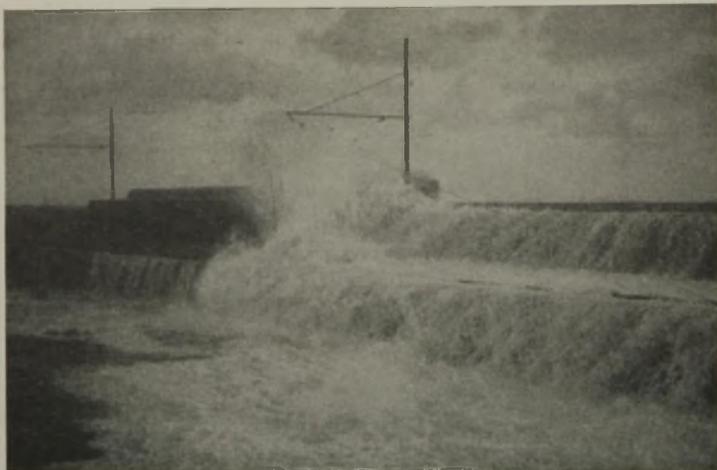


Abb. 36. Blick vom Hafen aus nach einer bei Punkt 800 über die Westmole gegangenen Welle.



Abb. 37. Über einem Senkkasten der Westmole brandende Welle (Punkt 920).

dem Wasserspiegel. Eine solche Welle nach dem Überschlagen über die Mole vom Hafen aus gesehen zeigt Abb. 36. Die Mole war an dieser Stelle schon bis zur Höhe + 7,50 fertig.

Abb. 37 zeigt eine Welle, die über einen glücklicherweise bereits voll betonierten Senkkasten brandet. Die Oberkante des Senkkastens hebt sich

Die Beschädigungen, die man auf diesen Bildern sieht, waren aber noch unbedeutend gegen die, die bei den Wintersturmfluten des Jahres 1913 entstanden sind. Es handelt sich bei den Schäden dieses Winters nur um die Strecke zwischen Punkt 900 und 1200; das ist der Teil der Westmole, der aus dem südlichen Verlaufe in die östliche Richtung umbiegt. Der Untergrund war hier besonders unregelmäßig, und Baggerungen und Steinschüttung wechselten stark. Die erste Sturmflut trat nachts auf. Sie hatte schon eine Reihe von Zerstörungen zur Folge gehabt, die dadurch, daß sich mehrere außergewöhnlich hohe Fluten folgten, und eine sofortige

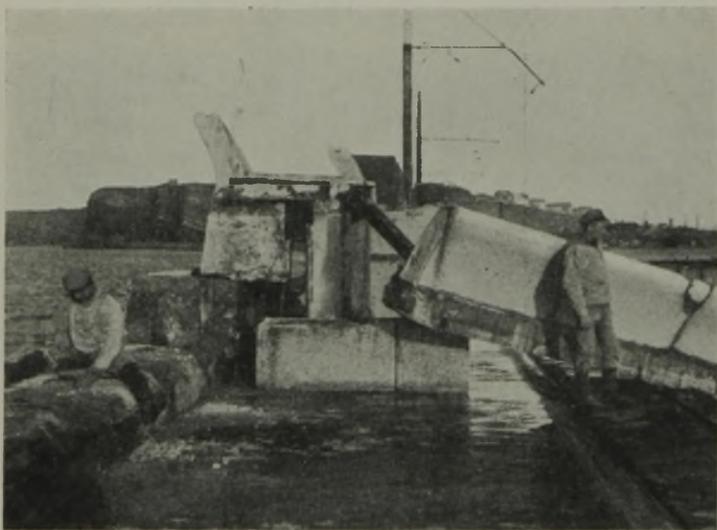


Abb. 38. Durch Wellen abgeschlagene Brüstungsmauer der Westmole (Punkt 800).



Abb. 39. Westmole zwischen Punkt 1000 und 1040 bei Sturmflut.

unter dem Weiß der brandenden Welle als Wagerechte ab. Bei solchen Wellen ging der ganze Holzaufsatz auf dem Kasten und alles, was noch aus Holz als Beförderungsgerüst stand, restlos in die Brüche. Teilweise hatte auch die Mole Schaden gelitten. Die Brüstungsmauer war auf 100 m bis auf die unterste Schicht weggeschlagen. Abb. 38 zeigt das Ende dieser Strecke.

Ausbesserung deshalb nicht möglich war, einen größeren Umfang angenommen haben.

Abb. 39 u. 40 sind vom Hafen aus nach Süden und Südosten gegen die Mole zu aufgenommen und lassen erkennen, daß die Mole beschädigt ist.



Abb. 40. Westmole bei Punkt 1000 bis 1020 durch Sturmflut beschädigt.



Abb. 41. Blick von Punkt 950 der Westmole nach Osten.

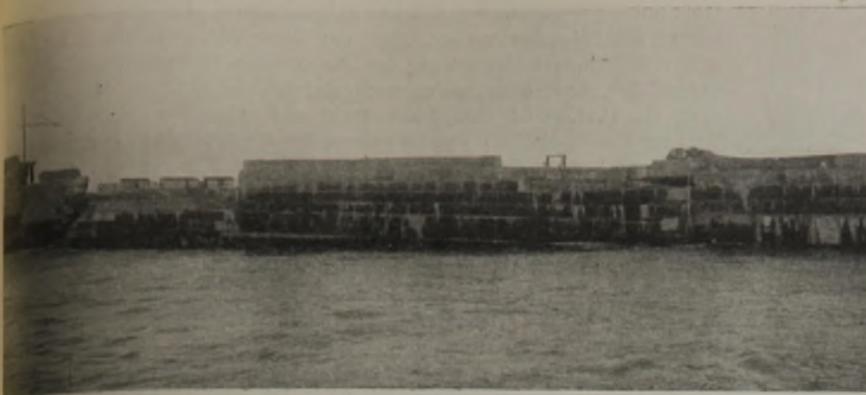


Abb. 43. Einseitig gesacktes Stück der Westmole.

Abb. 41 gibt eine Aufnahme von dem Hohlwege aus, den die Brüstungsmauer an dieser Stelle (900 bis 950) hatte, wieder. Die Blickrichtung geht in Längsrichtung der Mole nach Osten.

Die Schäden an den Molen waren noch erheblich größer, als die Abbildungen zeigen, und wurden in ihrem vollen Umfange erst erkannt, als wieder normale Wetterverhältnisse eingetreten waren. Wir fanden dann auch die Erklärung für die Schäden.

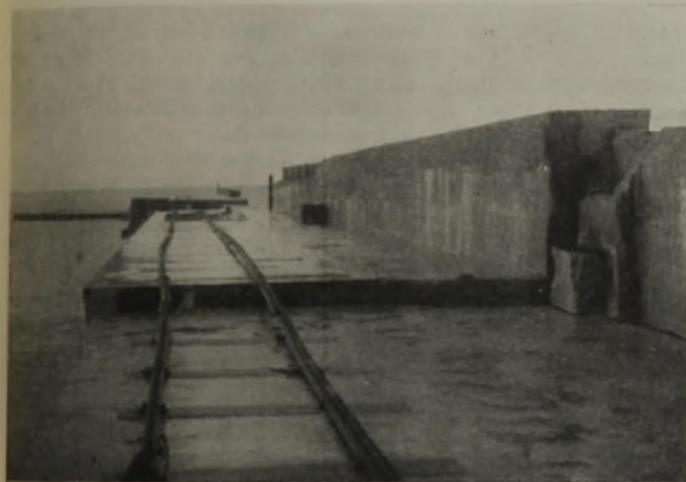


Abb. 42. Senkungen der Westmole nach schweren Sturmfluten.

Auf Abb. 42, das ein Stück einer Molenstrecke bei ruhigem Wetter wiedergibt, sieht man erhebliche Sackungen der einzelnen Molenabschnitte. Abb. 43 ist von außen aufgenommen. Die Sackung ist deutlich zu erkennen, und zwar ist das rechte Ende der gesackten Strecke tiefer heruntergegangen als das linke, denn die Fugen laufen nicht mehr wagrecht, sondern fallen nach rechts. Der Oberbau, der dadurch in eine mehr diagonale Lage geriet, hat sich dabei aufgehängt; die einzelnen Schichten haben sich voneinander im senkrechten Sinne gelöst, und die See konnte



Abb. 44. Blick auf beschädigte Westmole von Osten nach Westen (Punkt 980 bis 950).

in die klaffenden Fugen greifen und die Schichten nacheinander abheben. Wir fanden nach der ersten Feststellung nicht mehr die Zeit, die Fugen zu dichten, weil der Sturm nach kurzer Pause wieder einsetzte. Es wurde schon erwähnt, daß wir durch das Bauen im Tidebetrieb gezwungen waren, in wagerechten, treppenförmig ansteigenden Absätzen zu arbeiten. Die Schichten sind alle gründlich durch Preßluftstamper abgestampft worden, wir haben sie aber jedesmal vor Aufbringen einer neuen Schicht durch Preßluftwerkzeuge aufgeraut und zunächst eine fette Mörtelschicht aufgebracht, damit der neue Beton auf dem alten gut haftete. Die Erfahrungen, die wir hier bei der Mole in dieser Beziehung machen mußten, haben aber gezeigt, daß diese Maßnahmen ungenügend waren, und wir haben deshalb sowohl beim Wiederaufbau der zerstörten Strecke wie beim Weiterbau der Mole viele Eisenstücke, Schienen, Winkel, I-Eisen u. dergl. in den frischen Beton gesteckt und so eingestampft, daß sie noch etwa 30 cm in die

nächste Schicht hineinkamen. Die Haftfestigkeit der aufeinanderfolgenden Schichten wird dadurch ja wesentlich vergrößert. Aus den doch erheblichen Sackungen ging weiter hervor, daß das Verfahren der Abgleichung des Untergrundes nicht zuverlässig war. Die Steinschüttungen, mit denen die tieferen Stellen ausgefüllt waren, haben offenbar nicht genügend Druck von den über ihnen lastenden Molen gehabt, denn sie sind von den Wellen unter den Kasten herausgeholt worden. Dabei bleibt die Frage offen, ob es der Druck der an den Molen hochsteigenden Wassermassen war oder der Sog eines vorbeilaufenden tiefen Wellentales. Daß auch solche Saugwirkungen eingetreten sein müssen, wurde daran festgestellt, daß eine Abdeckplatte aus Granit von 900 kg Gewicht, die von der Mole losgeschlagen und in das Hafennere gestürzt war, zur Hälfte unter einem unterwaschenen Molenkasten steckte. Der Untergrund lag bei der beschädigten Strecke auf etwa -8 , das Hochwasser war auf $+4,20$ gekommen, stand also rd. 12 m über dem Grunde. Man muß also bei solchen Bauwerken mit einer tieferen Wirkung der Wellen als 10 m rechnen. Unsere U-Boot-Fahrer haben die Wirkung schwerer Wellen auf ihr auf dem Grunde liegendes Boot noch in 20 m Tiefe empfunden.

Es seien hier noch einige Abbildungen der Westmole nach den Sturmfluten vom November 1913 eingefügt. Abb. 44 ist von Osten nach Westen über die zerstörte Strecke hinweg aufgenommen. Auf Abb. 45 sieht man das Ende der Mole, soweit sie damals fertig war. An dieser Strecke lag eine Kurve nach Norden, und der letzte schon nach Nordosten laufende Kasten war bei Eintritt der Sturmfluten bereits voll betoniert. Das vorletzte Molenstück war bis auf die Brüstungsmauer betoniert. Es hatte einen Inhalt von 1670 m^3 , wog also über 3500 t. Dieser ganze Block ist, wie Abb. 46 zeigt, nach innen geschoben worden und bei dieser Verschiebung erst dadurch zum Stehen gekommen, daß er sich zwischen die beiden anderen Kasten diagonal gestellt und dadurch verkeilt hat. Abb. 47 gibt die Verschiebung von der fertigen Mole aus gesehen wieder. Uns war es natürlich mit unseren schwachen Kräften unmöglich, den verschobenen Klotz zurückzubringen. Wir machten aus der Not eine Tugend, indem wir an der in den Hafen vorstehenden Stirnwand eine massive Anlegetreppe erbauten. Für das draußen in der Flucht fehlende Dreieck wurde ein besonderer Senkkasten erbaut, nach dessen Absetzung und Betonierung der Oberbau der Mole in alter Flucht weitergeführt werden konnte.



Abb. 45. Blick auf beschädigte Westmole von Westen nach Osten.



Abb. 46.

Westmole mit durch Sturmflut in den Hafen geschlagenen Molenteil.

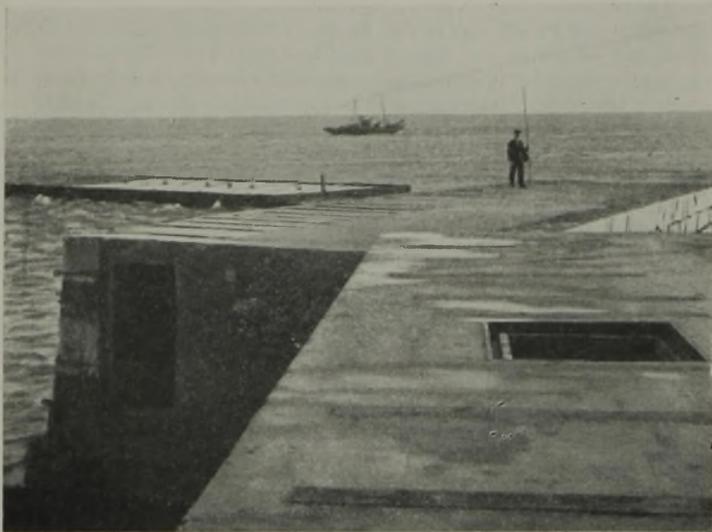


Abb. 47. Verschobener Teil der Westmole. Blick nach Osten.

Schäden, wie die eben geschilderten, sind später weder beim Weiterbau der Westmole noch bei den bereits fertigen Strecken der Mole eingetreten. Wohl aber mußten wir die Erfahrung machen, daß bei schweren Sturmfluten ganz ungeheure Wassermassen über die Mole kamen, wodurch öfter ein Verlegen der Schiffsverbände an besser geschützte Stellen notwendig wurde. Der Bedarf an Liegeplätzen war durch den inzwischen ausgebrochenen Krieg aber immer größer geworden, und der Hafen lag manchmal so voll, daß eine derartige Verlegung unmöglich wurde. Dazu kam, daß auch das Hafengelände durch die über die Westmole kommenden Seen stark in Mitleidenschaft gezogen wurde. Es war zweimal mit seinen vielen kriegswichtigen Anlagen — am 13. Januar und 17. Februar 1916 — etwa 60 cm hoch überflutet worden. In beiden Fällen war der höchste Wasserstand zwar noch um 65 bzw. 85 cm unter der Höhe des Hafengeländes geblieben, aber die fortwährend über die Westmole brechenden Wassermassen waren so groß, daß sie nicht genügend Abfluß über die Ufer, an denen inzwischen eine Reihe von Gebäuden errichtet worden waren, finden konnten und sich infolgedessen auf dem Hafengelände anstauten. Das Wasser suchte sich einen Ausweg zwischen den Lücken der Gebäude hindurch und floß stundenlang etwa in 20 cm Höhe über das Ufer des Großen Hafens, die Ufer des Binnenhafens und die Ostmole und das Ufer um den Scheibenhafen ab.

Um das Überbrechen der Seen über die Westmole zu vermindern, wurde vor die dem stärksten Anpralle der Wellen ausgesetzten Strecken der Mole eine Blockvorlage geworfen.

Die Blöcke waren aus Gußbeton hergestellt, hatten Würfelform und waren 10 und 20 t schwer. Sie wurden durch einen besonderen Kran, der mit einem kurzen Bein auf der Brüstungsmauer und mit dem längeren Bein auf der Fahrbahn der Mole lief, so abgeworfen, daß sie unregelmäßig lagen. Durch die Blöcke wurden die anlaufenden Seen zerteilt, und es wurde dadurch verhindert, daß die Wellen mit einem Schlage gegen die glatte Molenwand kamen und hier in geschlossener Form in die Höhe gingen. Viel Wasser wurde auch zunächst einmal von den

Hohlräumen zwischen den Blöcken aufgenommen. Das ungeheure Wasserbombardement, das vorher über die Westmole gekommen war, verminderte sich nach Herstellung der Blockvorlage bedeutend. Bei schweren Sturmfluten kam auch später noch viel Wasser über die Mole. Es war aber mehr „Gischt“ und nicht mehr die grüne See. Um auch dieses Wasser, das eine Reihe von Betrieben, die ziemlich dicht hinter der Mole lagen, oft beeinträchtigte, ganz vom Hafengelände fernzuhalten, wurde hinter der Mole ein Wasserabführungskanal erbaut. Zu diesem Zwecke wurde im Abstände von 10 m von der Westmole eine 1 m hohe, mit der Mole gleichlaufende Mauer aus Eisenbeton errichtet. Der Zwischenraum zwischen Mole und dieser Schutzmauer erhielt eine mit Gefälle nach dem Großen Hafen laufende Betonsohle. Dadurch wurde ein Wassergraben von 10 m² Querschnitt geschaffen. Die Ufermauer am Großen Hafen wurde an der Einmündungsstelle dieses „Wassergrabens“ vertieft. Die Durchbrechungen der hafenseitigen Mauer, die zur Durchführung der Gleise nötig waren, wurden durch nach Art der Stemmtore bei Schleusen konstruierte Tore bei schweren Sturmfluten geschlossen. Das bei diesen noch über die Westmole kommende Wasser stürzte in den Raum zwischen Mole und Schutzmauer und wurde nach dem Außenhafen abgeführt.

Abb. 48 zeigt einen der beiden Blockgußplätze für die Herstellung der Blöcke zu der Molenvorlage. Man sieht in der Mitte die Gleisbahn, die so hoch lag, daß der Beton einfach in die zu beiden Seiten der Bahn liegenden Formen aus Holzbohlentafeln gegossen werden konnte. Nach zwei Tagen wurden die Formen ausgeschalt, und nach weiteren drei Tagen wurden die Blöcke durch den auf dem Bilde sichtbaren Kran aufgestapelt. Wenn sie vier Wochen in der Luft erhärtet waren, wurden sie verstürzt.

Abb. 49 zeigt den zum Abwerfen der Blöcke benutzten Kran auf der Westmole, etwa bei Punkt 700. Im Hintergrunde rechts sieht man eine Halle für Flugzeuge und dahinter einen großen Lagerplatzkran, der zur Beschickung der Lagerplätze mit Kohlen und zum Einsacken der Kohle gedient hat. Die Blöcke waren eigentlich etwas zu leicht und wären wohl besser 20 und 30 t schwer oder noch schwerer gewesen. Sie ließen nämlich bald erkennen, daß sie sich bei schwerer See bewegten, sich

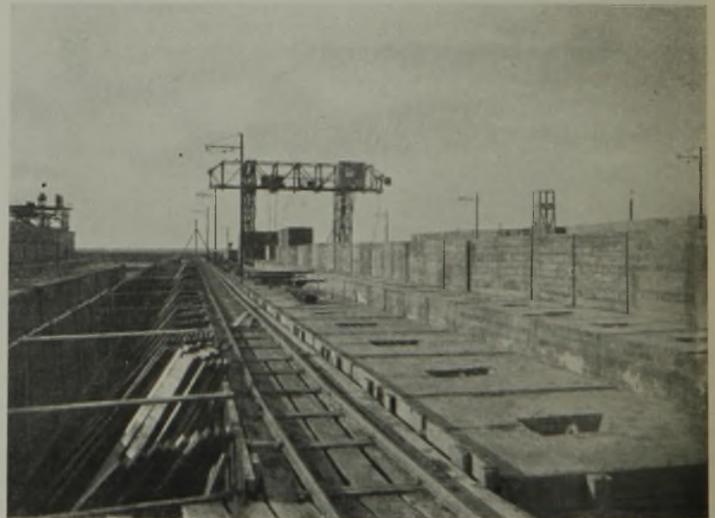


Abb. 48. Blockgußplatz.



Abb. 49. Blockversetzkran auf Westmole.

aneinander abscheuerten und sich da, wo Kante auf Kante saß, ineinander einfraßen. Für den Bestand der Blockvorlage hatte das allerdings nichts auf sich, denn die Verminderung der Masse, die dadurch an den Blöcken auftrat, war nicht erheblich. Bei der Beurteilung der Sachlage darf nicht außer acht gelassen werden, daß Helgoland auf einem ausgedehnten, nur wenige Meter unter Niedrigwasser liegenden Felssockel steht, der sich nach Westen 600 m, nach Süden aber fast 900 m weit vorstreckt, und daß der „Sathurn-Brunnen“ (Südhorn-Riff), auf dem die Westmole gegründet war, ein Teil dieses untermeerischen Sockels ist (Abb. 1). Er fällt mit einer Steilkante im Westen von Helgoland auf Tiefen ab, die bis zu 20 m gehen, im Durchschnitt aber zu 15 m angenommen werden können, und an dieser Steilkante branden zunächst einmal die hohen Wellen, die bei Stürmen aus westlicher Richtung hier auflaufen. Die Wellen, die nach dieser ersten Brandung weiter gehen, sind erheblich kleiner als die aus den großen Tiefen kommenden Wellen, branden auch noch einige Male auf dem untermeerischen Felssockel, und wenn sie dann die Mole erreichten, waren sie schon erheblich geschwächt. Der stärkste Wellenangriff zeigte sich in der Gegend, wo die Westmole nach Süden umbog (Abb. 37). Das hatte seinen Grund darin, daß die vorhin erwähnte Steilkante hier dicht an der Mole vorbeiging, der flache Sockel also fehlte. Die tiefe und breite, von Nordwest nach Südost streichende Rinne, die vor der Steilkante liegt, wird hier aber schmal und im weiteren Verlauf nach Südosten flach. Jenseits der verschmälerten und flach gewordenen Rinne befinden sich sowohl nach Südwesten zu wie nach Süden Riffe, die nur etwa 5 m unter NW liegen, so daß also auch die bei Punkt 800 ansetzende erste Krümmung der Westmole wie der sich hieran anschließende nach Ost-südosten laufende Arm niemals von den unmittelbar aus größeren Tiefen kommenden Wellen getroffen werden konnte.

Die Blockvorlage ist im Herbst 1916 fertig geworden, und damit war auch der eigentliche Hafen als fertig zu betrachten. Auf dem Hafengelände wurde aber noch erheblich gebaut. Auf diese Bauausführungen, unter denen sich auch ein Trockendock von 112 m Länge und 12 m Sohlenbreite befand, soll nicht näher eingegangen werden.

Den fertigen Hafen, vom Oberlande gesehen, gibt Abb. 50 wieder. Die eigentliche Hafensfläche ist auf dieser Abbildung sehr verkürzt. Man erkennt aber, wie dicht das Hafengelände bebaut war. Die Größe der Wasserflächen sind an den nachfolgenden Bildern besser zu ermessen.

Einen Blick von der Westmole nach dem Ostteile des großen Hafens gibt Abb. 51 wieder: rechts der Ostmolenkopf mit Leuchtturm und Pegelturm, im Hintergrunde etwas rechts die Einfahrt zum Innenhafen.

Der Westmolenkopf mit Molenfeuerturm ist auf Abb. 52 dargestellt.

Der ganze Bau des Hafens hat 40 Mill. Mark gekostet, ist also 10 Mill. teurer geworden, als veranschlagt war, was seinen Grund in den vielen Kriegsbauten hatte, die ursprünglich nicht vorgesehen waren, aber nach Kriegsausbruch noch notwendig wurden.

Für die Molen waren 215 000 m³ Beton erforderlich, davon kamen rd. 75 000 m³ auf die Ostmole und 140 000 m³ auf die Westmole. Die Blockvorlage bei der Westmole mit 45 000 m³ ist in dieser Summe eingerechnet. Für die übrigen Hafengebäude, Ufermauern, das Trockendock, Heizöl- und Wasserbehälter und Hochbauten aller Art sind rd. 50 000 m³ Beton verbaut worden. Die für diese Betonmassen erforderlichen und in Helgoland zu löschenden Mengen Kies, Sand und Zement waren also recht bedeutend. Diese Baustoffe wurden in der Hauptsache durch die vier Auslegerkrane, die jeder eine Stundenleistung von 30 t hatten, entladen und durch eine mit ihnen in Verbindung stehende Drahtseilbahn nach den Lagerplätzen befördert. Zum Löschen von Holz, Eisen, Granit und anderen Baustoffen standen noch drei Krane von 50 t Stundenleistung zur Verfügung. Die Entladekrane und die Drahtseilbahn wurden später in Verbindung mit einem Brückenkrane von 40 m Spannweite zur Beschickung der Kohlenlagerplätze, die 40 000 t faßten, nutzbar gemacht.

Zur Schaffung des Hafengeländes waren 1,5 Mill. m³ Sand erforderlich, der größtenteils von der Elbe gekommen ist. Ein Teil ist durch einen marineeigenen Hopperbagger aus der Jade und von der etwa 12 km von Helgoland entfernt liegenden Loreleybank nach Helgoland gebracht und angespült worden. Zur Herstellung der Wassertiefe waren rd. 400 000 m³ Fels unter Wasser fortzuschaffen, was ausschließlich durch Eimerbagger, teilweise nach Lösen der harten Schichten durch leichte Sprengschüsse, gemacht worden ist. Das Gestein war in der obersten Schicht ziemlich weich und teilweise auch von der Bohrmuschel durchlöchert. In den tieferen Schichten war es stellenweise recht hart. Die Eimerbagger waren für die Felsbaggerung besonders beschafft und so gebaut worden, daß sie den besonderen Beanspruchungen dieser Baggerung gewachsen waren. Wir hatten zwei Bagger eingestellt. Die Eimer des kleineren Baggers faßten 185 l, die des größeren 275 l. Die letzteren konnten aber durch 500-l-Eimer für Sand- und Kiesbaggerung ersetzt werden.



Abb. 50. Hafen vom Oberlande.

Die Eimer bestanden aus 25 mm starkem Stahlblech. Sie trugen auf der zum Eingreifen bestimmten Stelle des oberen Randes einen Zahn aus Spezial-Stahlguß, der die Form eines Fünfecks hatte, dessen eine Spitze nach oben steht. Der Zahn war 12 cm dick, 40 cm breit und 40 cm hoch. Er war unten in seiner ganzen Breite 15 cm tief geschlitzt und saß mit diesem Schlitz auf dem vorderen Rande des Eimers auf. Zahn und Eimer waren mit neun Nietten fest verbunden. Die Baggereimer rissen zuerst nach einer gewissen Arbeitszeit alle auf, weil sie den starken Zugbeanspruchungen, die beim Abbrechen des Felsens in Richtung von unten



Abb. 51. Blick vom Westmolenkopf nach dem Innenhafen.

nach oben auftraten, nicht gewachsen waren. Sie sind dadurch verstärkt worden, daß breite Bänder aus 25 mm dicken Stahlblechen ganz um ihren oberen Rand gelegt wurden. Die Eimer waren aber trotzdem starkem Verschleiß unterworfen und mußten häufig ausgebessert werden, was in einer besonders dafür eingerichteten Werkstatt gemacht wurde. Sehr gute Ergebnisse wurden mit einigen später beschafften Eimern aus Spezialgußstahl der Firma Jäger in Elberfeld erzielt.

Die wirtschaftliche Seite dieser Art der Felsbeseitigung war durchaus günstig zu nennen. 1 m³ Felsbaggerung hat einschließlich der Beträge



Abb. 52. Westmolenkopf und Hafeneinfahrt.

für Amortisation für die beiden Eimerbagger, 2 Schlepper und 12 Bagger-schuten und einschließlich der Unterhaltungskosten nur 5 Mark gekostet. Die Bagger mußten leider später an den Feindbund abgegeben werden.

In der Hauptbauzeit waren 1200 Mann beim Bau beschäftigt, die größtenteils von auswärts gekommen waren, da sich die eingewesene Bevölkerung wenig zu diesen Arbeiten eignete und im Sommer, der besten Bauzeit, lieber ihrem Gewerbe als Schiffer nachging. Die für die Arbeiter erforderlichen Unterkunftsräume und Kantinen wurden auf dem Hafengebäude errichtet. Wir mußten für die Belegschaft auch erhebliche Mengen Wasser nach Helgoland bringen, da Helgoland nur sehr wenig Süßwasser hat und in der Hauptsache auf das von den Dächern aufgefangene Regenwasser angewiesen ist. Zur Betonbereitung ist immer nur Seewasser genommen worden. Der Grund hierfür war der Gedanke, daß die im Anmachewasser enthaltenen Mengen für den Beton schädlicher Salze zu gering seien, um auf die Haltbarkeit und Festigkeit des Betons irgend einen merklichen Einfluß ausüben zu können, und daß andererseits der frische Beton während des Einbaus doch nicht vor dem Seewasser geschützt werden könnte. Wir haben in der sofort bei Baubeginn errichteten Betonprüfanstalt zahlreiche Vergleichsversuche mit Betonkörpern, die mit Süßwasser und in der gleichen Mischung mit Seewasser an gemacht waren, angestellt und fast zehn Jahre hindurch fortgeführt und nie Unterschiede gefunden, die auf die Verschiedenheit des Anmachewassers zurückzuführen gewesen wären.

Über die Mischungsverhältnisse, die für den Beton angewendet worden sind, ist folgendes zu sagen:

Unser Bestreben war darauf gerichtet, den Beton vor allen Dingen so dicht wie möglich zu machen. Wir haben deshalb damals schon den Kies auf Korngröße und Hohlraumanteil untersucht und dafür gesorgt, daß Überschuß an Bindemitteln vorhanden war. Im ersten Baujahre stand nur Elbkiesand zur Verfügung, weil wir zur Heranschaffung ganz auf kleine Segelschiffe angewiesen waren. Dieser Kies wechselte stark in den Korngrößen und bestand im Durchschnitt zur Hälfte aus Sand und zur Hälfte aus Kies. Von 1910 ab wurde Rheinkies verwendet, der mit Wesersand im Verhältnis 2:1 gemischt wurde. Der Sand enthielt Korngrößen bis 0,5 cm, der Kies solche von 0,5 bis 8 cm. Bestimmungen der Anteile der einzelnen Korngrößen sind nicht gemacht worden, doch wurden häufig die bei dem Gemisch von 1 Sand:2 Kies vorhandenen Hohlräume festgestellt. Der Anteil der Hohlräume schwankte zwischen 18 und 22%. Im ersten Baujahre wurde, abgesehen von einem Versuche mit Erzzement, nur Portlandzement verwendet, und zwar für den Schüttbeton der Fundamente in Mischung 1 Raumteil Zement zu 3 Raumteilen Kiessand. Für den Stampfbeton hinter Granitverblendung, aber in der Zone zwischen NW und HW war das Mischungsverhältnis 1:5, für den über HW liegenden, ebenfalls mit Granit verblendeten Beton war es 1:8. In den folgenden Jahren wurde dem Portlandzement Traß zugesetzt, um eine größere Dichtigkeit des Betons zu erzielen und etwa überschüssigen Kalk zu binden. Die Mischungen für den Fundamentbeton, der ja, soweit er nicht in Senkkasten eingebaut wurde, im frischen Zustande mit Seewasser in Berührung kam und dauernd mit ihm in Berührung blieb, waren: 1 Portlandzement, $\frac{2}{3}$ Traß, $2\frac{1}{2}$ Kies¹⁾, ferner 1 Portlandzement, $\frac{2}{3}$ Traß, 3 Kies und 1 Portlandzement, $\frac{2}{3}$ Traß, 4 Kies. Da diese Betonmischungen zu langsam erhärteten, wurde der Traßanteil auf $\frac{1}{3}$ herabgesetzt, so daß das Mischungsverhältnis später 1: $\frac{1}{3}$:3 und 1: $\frac{1}{3}$:4 war. Für das aufgehende, verblendete, aber unter HW liegende Mauerwerk waren die Mischungen 1: $\frac{1}{3}$:6 und 1: $\frac{2}{3}$:6, bei dem über HW liegenden Beton war der Kiesanteil bei gleichbleibendem Verhältnis von Zement und Traß auf 8 Raumteile gesteigert. Wo wir irgend konnten, haben wir Gußbeton gemacht, weil sich dieser bei unseren Versuchen dichter erwiesen hatte als Stampfbeton. Schon 1910 haben wir Betonblöcke aus Gußbeton im Mischungsverhältnis 1 Portlandzement:4 Kiessand zur hinteren Verblendung der hinterfüllten Westmole gemacht, und alle Senkkasten wurden mit Gußbeton gefüllt. Das Mischungsverhältnis für diesen Beton war 1:8.

Da die Versuche mit kalkarmen und kieselsäurereichen Zementen — Eisenportland- und im besonderen Hochofenzement —, mit denen wir schon 1908 begonnen hatten, gute Ergebnisse gezeitigt hatten, gingen wir 1913 dazu über, Hochofenzement in größeren Mengen zu verwenden. Das Mischungsverhältnis für ungeschützten Beton aus Hochofenzement war 1:5; für den Beton in den Senkkasten, der ebenfalls teilweise aus Hochofenzement war, blieb es bei dem Verhältnis 1:8. Schon im Jahre 1908 begannen wir den in die Molenfundamente eingebauten Beton fortlaufend zu untersuchen, um festzustellen, ob und wie er sich im Seewasser veränderte. Dazu wurden Würfel aus den oberen Fundamentalschichten der Molen bei Niedrigwasser ausgestemmt und auf Dichtigkeit, Festigkeit und etwaige chemische Umsetzungen geprüft. Es war unsere Absicht, diese Untersuchungen auch noch auf andere Mischungen, z. B. Kalk-Traß, Kalk-Traß-Zement, die verschiedensten Portlandzemente und auf verschiedene

Eisenportland- und Hochofenzemente auszudehnen, um festzustellen, welche Mischungen und welche Zemente sich am besten für Seewasserbauten eigneten. Zu diesem Zwecke wurden im regelmäßigen Arbeitsbetriebe, also nicht laboratoriumsgemäß, hergestellte Betonmischungen der oben erwähnten Reihen auf den oberen etwas über NW liegenden Fundamentabsätzen der Molen eingebaut, um in ausgestemmt Proben laufend untersucht zu werden.

Leider konnten die Untersuchungen nicht mehr fortgesetzt werden, als der Krieg ausbrach, weil wir damals zu sehr an Personal beschränkt waren und andere Aufgaben zu erfüllen hatten, die wichtiger waren. Sie konnten auch später nicht wieder aufgenommen werden, weil mit der Zerstörung der Molen auch die meisten Probestrecken verlorengingen.

Die begonnenen Untersuchungen sind also nicht abgeschlossen, was um so bedauerlicher ist, als ja jahrzehntelange Beobachtungen dazu gehören, um ein ganz sicheres Urteil über die Bewährung von Beton im Seewasser fällen zu können. Nach den Feststellungen, die wir während des Bauens in Helgoland an den einzelnen Bauwerkteilen machen konnten und die ich durch wiederholte Besichtigungen des Hafens und seiner Reste nach dem Kriege fortgesetzt habe, die sich also teilweise schon auf 20 Jahre erstrecken, darf aber wohl folgendes gesagt werden:

Auch ungeschützte, d. h. unverblendet bleibende Bauten aus Beton können im Seewasser errichtet werden, ohne Gefahr ihres späteren Zerfalls durch Einwirkung der Meerwassersalze, wenn der Beton unter sorgfältiger Auswahl der Zuschlagstoffe und reichlichem Zusatz des Bindemittels ganz dicht gemacht wird. Kommt der Beton frisch, also noch nicht abgebinden mit dem Meerwasser in Berührung, dann sollte man bei Portlandzement nicht magerer als 1:3 (Raumteile) mischen. Ich habe jedenfalls verschiedentlich gefunden, daß Mischungen 1:4 sich nicht gehalten haben, obwohl ich glauben darf, daß auch bei ihnen dieselbe Sorgfalt in der Herstellung des Betons angewendet worden ist wie bei den fetteren Mischungen.

Der Traßzusatz verzögert die Erhärtung des Betons, weshalb man seine Anwendung unangenehm empfinden wird, wenn der frische Beton Gefahr läuft, von den Wellen angegriffen zu werden. Macht man Bauwerkteile aus Beton an Land, die erst nach einer gewissen Erhärtungszeit an der Luft ins Meerwasser kommen, ist ein Traßzusatz von etwa $\frac{1}{3}$ des Zementzusatzes empfehlenswert. Der Traß darf nicht mit Zement und Kies zugleich in die Mischtrommel geschüttet werden, sondern sollte vorher mit dem Zement sorgfältig gemischt werden.

Der Hochofenzement ist nach meiner Ansicht, was seine Bewährung im Seewasser anlangt, dem Portlandzement überlegen. Die Versuchsstrecken, die mit verschiedenen Hochofenzementen in Helgoland hergestellt und laufend untersucht worden sind, haben auch bei Mischungen 1:5 niemals Zerstörungserscheinungen gezeigt. Wir haben deshalb, als wir vom Jahre 1913 ab Hochofenzement in größeren Mengen verwendeten, auch bei unverblendet gebliebenem Beton aus Hochofenzement die Mischungen von 1:4, 1:4,5 und 1:5 angewendet. Dieser Beton hat sich bis heute einwandfrei gehalten, obwohl er nun schon über 10 Jahre im Seewasser liegt. Ob er auch 20 Jahre hält, muß die Erfahrung lehren.

Daß man zu Seewasserbauten einen besonders sorgfältig zusammengesetzten und bereiteten Beton verwenden muß, hat die in dem Jahre 1920 begonnene Zerstörung des Hafens bewiesen. Bei dieser sind auch alle Bauten, die auf dem Hafengelände errichtet worden waren, zerstört worden und, soweit sie in der Nähe der Ufer gestanden haben, sind ihre Trümmer ins Seewasser gekommen. Sie bestanden in der Hauptsache aus Beton und zeigen heute alle mit verschwindenden Ausnahmen starken Zerfall infolge Angriffs des Seewassers, obwohl sie erst fünf Jahre im Meere liegen. Um falschen Auffassungen vorzubeugen, möchte ich bemerken, daß es sich bei diesen Trümmern nicht etwa um Betonstücke handelt, die infolge der Sprengungen gelockert wären, sondern um größere Bauwerkteile, z. B. ganze Betonfundamente, die nach der Zerstörung der Ufermauern und dem Fortspülen des Hafengeländes ins Wasser gerutscht sind, um Eisenbetonbalken, Säulen, Estriche u. dergl., bei denen man schon mit Rücksicht auf die Beanspruchungen, denen diese Bauwerkteile gewachsen sein mußten, nicht an Zement gespart hatte. Nur die Trümmer aus Hochofenzementbeton haben sich bislang als nicht angegriffen gezeigt.

Sollen Betonbauten im Seewasser verblendet werden, so kann man natürlich erheblich magerere Mischungen nehmen, weil die Verblendung den Beton vor den Angriffen des Seewassers schützt.

Der in der Westmole von Helgoland hinter Granitquadern eingebaute Beton 1:8 hat sich bis heute, das heißt 20 Jahre nach seinem Einbau, unverändert gehalten. An Orten, wo gutes Verblendmaterial, und dazu rechne ich in erster Linie Granit, im Verhältnis zum Beton billig ist, ist es meistens wirtschaftlicher, magerere Betonmischungen zu nehmen und den Beton durch Verblendung zu schützen. Man spart bei einer derartigen Verblendung ja auch die Schalung. Dabei darf allerdings nicht außer acht gelassen werden, daß derartige Bauwerke gefährdet sind, wenn sie infolge von Sackungen oder aus anderen Ursachen Risse bekommen, durch die das Seewasser in das Bauwerk eindringen und seine zerstörenden Einwirkungen auf den nicht seewasserfesten Beton ausüben

¹⁾ Unter Kies ist hier immer das Gemisch aus 2 Teilen Kies und 1 Teile Sand zu verstehen.

kann. Auch für solche Zerstörungen habe ich hier an der Nordseeküste einige Beispiele kennengelernt. Es handelt sich dabei um Klinkerverblendung. Viele Bauingenieure scheuen sich heute noch, Eisenbeton im Seewasser anzuwenden. Ich halte diese Abneigung für unbegründet. Der in Helgoland angewendete Eisenbeton hat sich im großen und ganzen

tadellos gehalten. Er muß allerdings auch ganz dicht sein, und der Beton muß vor Stößen oder anderen mechanischen Angriffen geschützt sein, die die das Eisen deckende Betonschicht zerstören können.

Zu der Zerstörung des Hafens ist zu sagen, daß das Friedensdiktat von Versailles wohl die Möglichkeit der Erhaltung wenigstens der Westmole gegeben hätte, weil in einem seiner Paragraphen in bezug auf Helgoland gesagt war, daß alle Bauten von der Zerstörung ausgenommen werden könnten, die zum Schutze der Insel notwendig seien.

Meine Ausführungen, daß die Westmole sich als ein sehr guter Schutz für die Düne bei allen Stürmen aus südwest- bis westlicher Richtung erwiesen hätte, und daß die Düne diesen Schutz dringend brauchte, wurden nicht geglaubt. Die Einwendung, daß der Hafen in Helgoland doch auch als Nothafen für die Fischerfahrzeuge erbaut sei und auch heute noch ein dringendes Erfordernis wäre, daß man deshalb wenigstens den Innenhafen von der Zerstörung ausnehmen sollte, wurde nicht beachtet.

Unsere früheren Feinde wollten wohl auch hier ihre Überlegenheit an „Kultur“ gegen uns beweisen, und die feindliche Kommission bestand darauf, daß die Molen bis auf kurze Stümpfe gesprengt würden. Alle Ufermauern mußten gesprengt, fast alle Baulichkeiten auf dem Hafengelände abgebrochen und die Haupteinfahrt wie die Einfahrt zum Innenhafen durch Verstrützen von Blöcken verriegelt werden.

Der in Abb. 53 dargestellte Lageplan gibt den Zustand des Hafens nach der Zerstörung wieder. Das kleine, von der Zerstörung ausgenommene Stück ist nur ein geringer Schutz für die Südreede, und die jetzt Helgoland als Nothafen anlaufenden Fischer kommen fast wieder in dieselben ungünstigen Verhältnisse, die sie dort vor dem Bau des Hafens gefunden hatten.

Der vom Feindbunde zugestandene kleine „Augustahafen“, der während der Zerstörungsarbeiten aus Blöcken der Blockvorlage errichtet worden und nur etwa 4000 m² groß ist, faßt gerade das Motorschiff der Biologischen Anstalt in Helgoland und die Helgoländer Fährboote, bietet also den zahlreichen Fischerbooten, die Helgoland anlaufen müssen, keinen Raum. Es bleibt diesen nichts anderes übrig, als sich im Scheibenhafen zusammendrängen oder, soweit sie dort keinen Platz mehr finden, auf Reede zu Anker zu gehen.

Zahlreiche Klagen aus Fischerkreisen sind deshalb wieder laut geworden, deren Streben dahingeht, den Innenhafen, wiederhergestellt, als Zufluchthafen zu bekommen.

Die Wiederherstellung ließe sich wohl ohne besondere technische Schwierigkeiten ausführen, ob aber die heutige Finanzlage des Reiches das gestattet, erscheint mir zweifelhaft. Es erscheint mir auch zweifelhaft, ob es gelingt, heute schon das Einverständnis unserer früheren Feinde für diese Wiederherstellung zu erhalten, und es wird vorläufig wohl nichts anderes übrigbleiben, als die Hafenverhältnisse in Helgoland so zu lassen, wie sie sind.

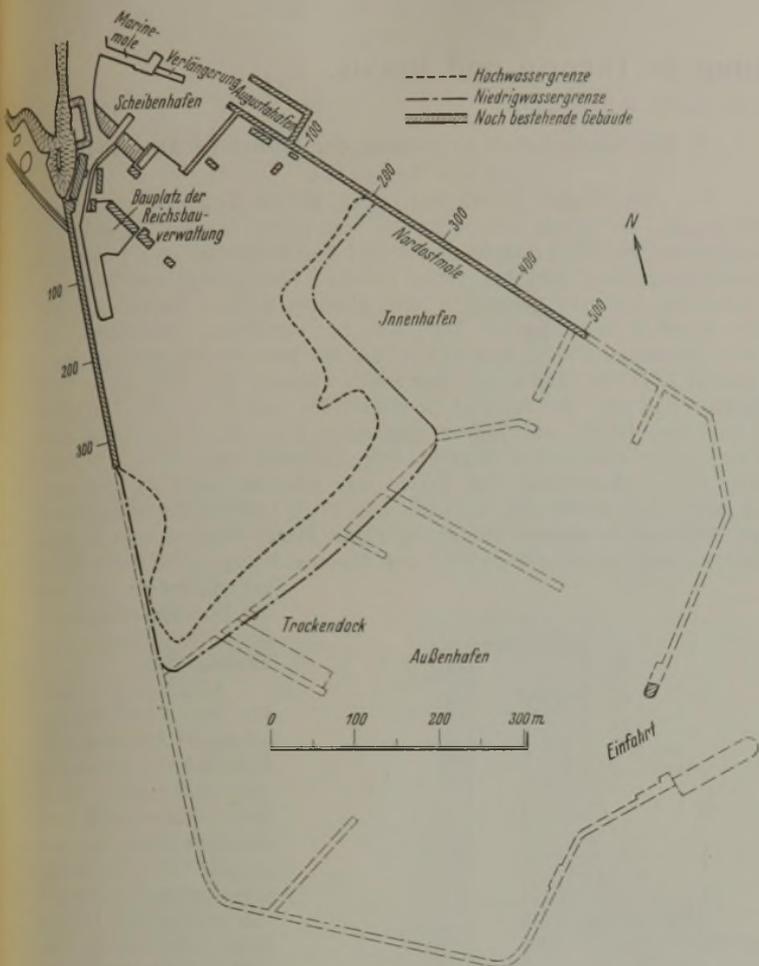


Abb. 53. Plan des Hafens nach der Zerstörung.

Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis.

Von Dipl.-Ing. Erich Paproth, Berlin-Wilmersdorf.

Alle Rechte vorbehalten.

I. Erfindung der schrägen Absenkung.

Für den Bau von massiven Brückenpfeilern, Ufermauern und Wehren findet die Druckluftgründung vielseitige Verwendung; gibt es doch kein anderes Gründungsverfahren, das bei noch so unübersichtlichen und schwierigen Untergrundverhältnissen mit solcher Sicherheit zum Ziele führt wie sie. Mit der „Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter“ vom 28. Juni 1920 ist auch eine einheitliche und strenge Regelung der Schutzmaßnahmen eingeführt worden, deren Einhaltung die von den Gegnern des Verfahrens gern hervorgehobene Gefährlichkeit mindestens auf die jeder anderen Bauarbeit herabmindert.

Ihrer vermehrten Anwendung entsprechend hat die Druckluftgründung in den letzten Jahrzehnten eine ganze Reihe von Verbesserungen erfahren, die sich auf die zur Anwendung gelangenden Geräte und Luftschleusen, die Konstruktion der Senkkasten sowie das Verfahren ihrer Absenkung durch das Wasser bis auf den tragfähigen Grund beziehen. Die Form der Senkkasten und der darüberliegenden Mauerwerkskörper, die zusammen als Grundkörper bezeichnet werden können, blieb jedoch im wesentlichen dieselbe, wie sie von früher her bekannt war. Daher kam es, daß unter Druckluft abzusenkende Grundkörper zum Übertragen lotrechter oder annähernd lotrechter Kräfte auf den Baugrund in großer Zahl entworfen und gebaut wurden, das Verfahren aber dort, wo es sich um Aufnahme großer wagerechter Kräfte handelte, oft zu unwirtschaftlichen Abmessungen führte.

Der Grund hierfür liegt darin, daß es nicht möglich ist, einen senkrechten abzusenkenden Grundkörper einer schräg verlaufenden Stützlinie anzupassen. Auch läßt sich die Tragfähigkeit des Bodens in größeren Tiefen durch Bodenuntersuchungen mittels Bohrlöcher nicht derart genau bestimmen, daß die Höhenlage für die Gründungssohle im voraus eindeutig festgelegt werden kann. Erst die Absenkung selbst ermöglicht eine genaue Erkenntnis des Untergrundes durch Untersuchung im Arbeitsraum des Senkkastens und damit die Feststellung der endgültigen Gründungstiefe. Nun ändern sich aber die statischen Verhältnisse der mit wagerechten Kräften belasteten Bauwerke ganz erheblich bei Veränderung der Gründungstiefe, weil das Moment in bezug auf die Gründungssohle bei tieferer Lage der letzteren infolge der Verlängerung des Hebelarmes und, wenn die wagerechte Kraft der Erddruck ist, auch infolge der Vergrößerung derselben zunimmt. Die resultierende Kraft, die bei einer gewissen Gründungstiefe z. B. durch den wasserseitigen Drittelpunkt geht, wird bei einer tieferen Gründung aus dem mittleren Drittel herauswandern und dadurch größere Bodenpressungen erzeugen und die Standsicherheit vermindern. Will man daher sicher gehen, so muß man den ganzen Grundkörper und den Senkkasten für die größte Gründungstiefe, die vielleicht erreicht wird, bemessen. Das bedeutet jedoch in vielen Fällen unnötig aufgewendete Betonmassen und geförderte Bodenmengen.

Es ist das Verdienst des Obergeringens C. Ph. Hansen, Leiters der Tiefbau-Abteilung der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., durch die Erfindung der schrägen Absenkung den Weg gezeigt zu haben, wie obige Nachteile der Druckluftgründung vermieden werden können. Das Verfahren, das der genannten Firma durch Deutsches Reichspatent 433 408 geschützt ist, wurde bis jetzt für acht Absenkungen angewandt und ist für mehrere weitere Bauwerke vorgesehen. Verfasser dieser Schrift hat unter Oberleitung des Erfinders die ersten sieben schrägen Absenkungen als örtlicher Bauleiter durchgeführt und die dazu erforderlichen theoretischen Untersuchungen angestellt.

II. Die Sonderheiten gegenüber der lotrechten Absenkung

a) der Bauwerke.

Der wesentliche Unterschied eines mittels Druckluft gegründeten Bauwerks, das schräg abgesenkt ist, von einem in alter Weise niedergebrachten geht augenfällig aus Abb. 1 hervor, in der zwei Ufermauern gegenübergestellt sind bei völlig gleichen Untergrund- und Wasserverhältnissen, gleichen Oberteilen und gleichen größten Bodenpressungen. Der unter Wasser liegende Teil, also der eigentliche Grundkörper, hat eine Querschnittsfläche von 49,4 m² bei der lotrecht abgesenkten, gegenüber 31,25 m² bei der schräg abgesenkten Mauer. Die Ersparnis an Beton beträgt also 18,15 m³ für 1 lfd. m Mauer, das sind 37%. Die Senkkasten haben eine Breite von 7,50 m gegenüber 4 m, die Ersparnis an unter Druckluft zu förderndem Boden beträgt demnach sogar 47%. Die Stützlinie hat in dem einen Fall bereits das mittlere Drittel der Bodenfüge verlassen und würde sich bei einer nur wenig tieferen Absenkung schnell der Außenkante nähern, bei der schrägen Mauer liegt sie noch im Kern und verläuft annähernd parallel zur Absenkrichtung. Bei einem Tiefergehen ändern sich also die Bodenpressungen und die Standsicherheit nur unwesentlich.

Abb. 1 zeigt auch die für die Ausführung der schrägen Absenkung erforderliche Abänderung des Senkkastens selbst. Seine Außenwände sind ebenfalls schräg, und zwar parallel zur Absenkrichtung angeordnet, wodurch die gewünschte Führung beim Durchfahren des Bodens erteilt wird. Dem Mauerkörper selbst kann an der Wasserseite (in Zukunft Vorderseite genannt) eine Begrenzung gegeben werden, die sich nur nach den statischen Erfordernissen des fertigen Bauwerks zu richten

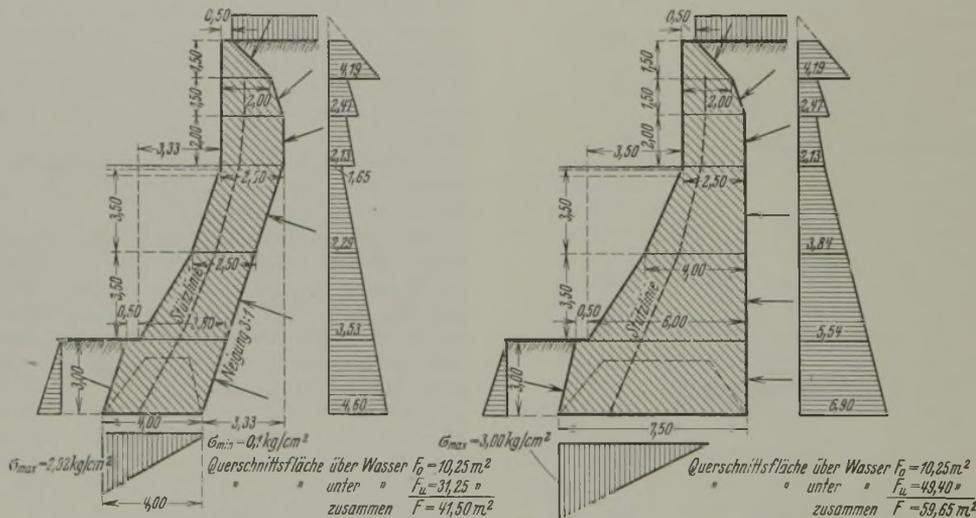


Abb. 1.

hat. Die landseitige Wand (Leit- oder Rückwand) wird jedoch zweckmäßig in der geraden Verlängerung der Rückwand des Senkkastens bis annähernd zur Wasseroberfläche hochgezogen. Wenn außerdem der dicht unter dem Wasser befindliche Bauwerksteil eine zur Rückwand parallele Vorderwand besitzt (wie in Abb. 1 dargestellt), so kann durch Veränderung der Höhe dieses Teiles eine höhere oder tiefere Lage der Gründungssohle ausgeglichen werden. Steht die Gründungstiefe von vornherein genau fest, kann der Rückwand über dem Senkkasten auch eine steilere Richtung gegeben und die Form der Mauer dadurch noch mehr der Stützlinie angepaßt werden.

b) der Absenkung.

Das schräge Absenken selbst geht ähnlich dem lotrechten Absenken vonstatten. In Abb. 2 sind verschiedene Zustände beider Verfahren gegenübergestellt, wobei es sich um die Herstellung der in Abb. 1 gezeigten beiden Ufermauern handeln möge.

Es sei angenommen, daß beide Senkkasten von Anschlägen (sogenannten Inseln) aus niedergebracht werden, die an der Wasserseite durch behelfsmäßige Wände gehalten sind.

Nachdem die vorbereitenden Arbeiten, wie Herstellen der Anschlägen, Aufbau der Krane, Verlegen der Fördergleise usw. erledigt sind, werden die Senkkasten zusammengebaut bzw. betoniert. Außer der Breite unterscheidet die Neigung der landseitigen Außenwand, der Rückwand, beide Kasten grundlegend. Für die lotrechte Absenkung ist diese Wand zwar gleichfalls lotrecht angeordnet, für den Bauvorgang ist das jedoch nicht erforderlich; sie könnte auch ebensogut eine Neigung haben in dem Sinne, daß sich der Senkkasten nach oben hin noch mehr verjüngt. Nur um für das endgültige Bauwerk die Gewichte möglichst nach der Landseite zu bringen, ist für die Wand der Grenzfall der lotrechten Stellung gewählt.

Für die schräge Absenkung gibt es nur eine Neigung der Rückwand, das ist die Absenkrichtung. In dieser leitet die Rückwand den Senkkasten beim Durchdringen des Untergrundes, indem sie an der Erdwand heruntergleitet. Aus diesen Gründen kann die Rückwand auch als Leitwand bezeichnet werden.

Das die Luftschleuse tragende Schachtrohr soll im Schutze eines aus dem Betonmauerwerk ausgesparten Schachtes bleiben. Es ist deshalb für die lotrecht abzusenkende Ufermauer außermittig nach der Landseite

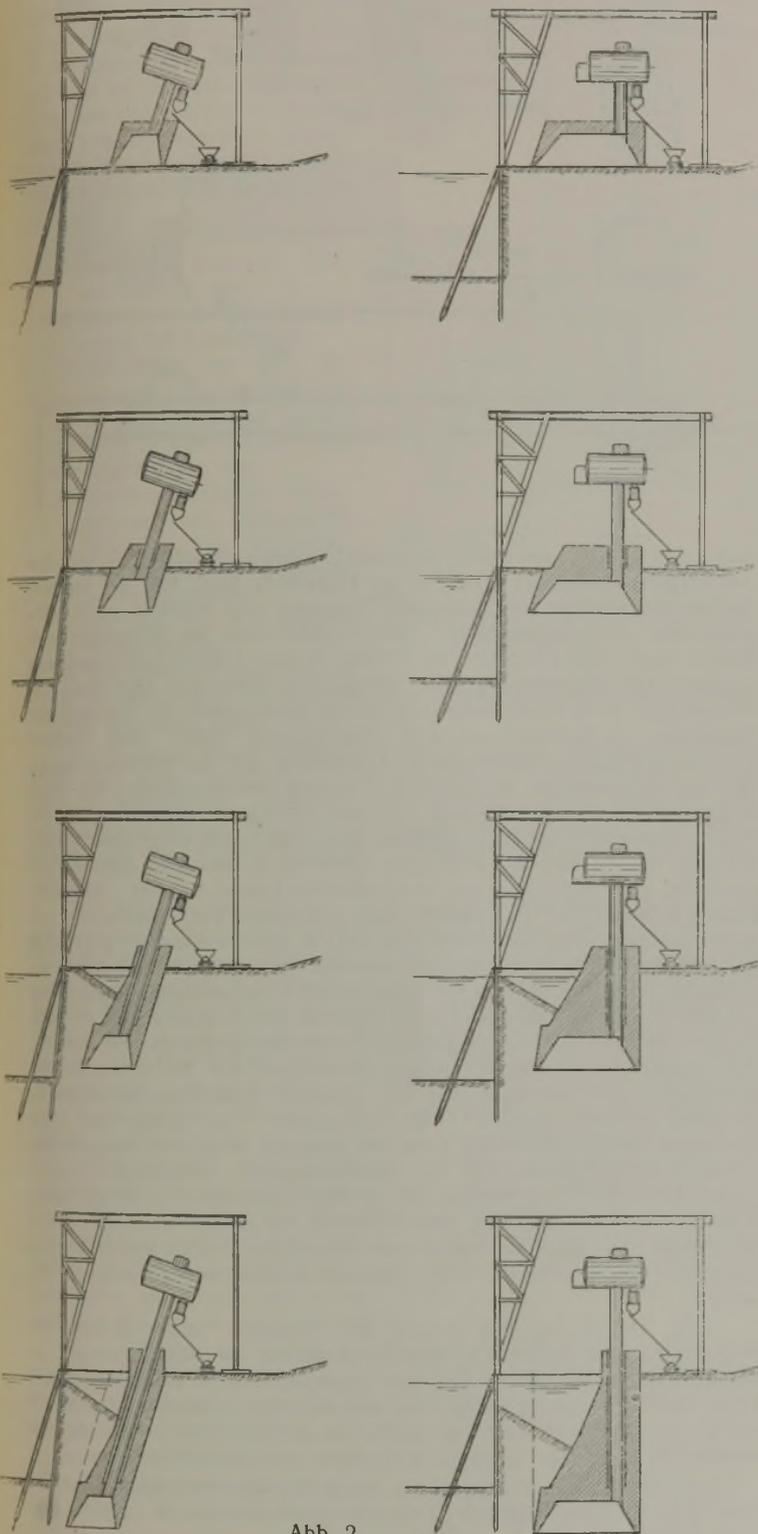


Abb. 2.

Das gelingt ihr auch in der obersten Bodenschicht. Bald wächst jedoch das Widerstandsvermögen der Erdwand, dessen größter Wert der „passive Erddruck“ (gemäß dem neueren Brauche im folgenden als „Erddruck“ bezeichnet) ist, immer mehr an, bis der Boden schließlich standhält und der Senkkasten beim weiteren Absenken gezwungen wird, die Richtung seiner Leitwand einzuhalten. Der Senkkasten bewegt sich also zunächst ein kurzes Stück nach unten und wird dann stetig bis zur gewollten Neigung abgelenkt.

Bei weiterem Fortschreiten des Absenkens versinkt nach dem eigentlichen Senkkasten der Mauerkörper in den Boden, dessen Rauminhalt geringer ist als der abgegrabene Boden. Letzterer wird nicht mehr vollständig durch das Mauerwerk ersetzt, und auf der Wasserseite bildet sich ein immer größer werdendes Loch. Das hat zwar den Vorteil, daß der betreffende Boden nach Herausziehen der vorläufigen Abschlußwand nicht mehr durch Naßbaggerung entfernt zu werden braucht; aber der Erddruck auf die abzusenkende Mauer von der Wasserseite wird immer geringer, während der von der Landseite immer größer wird.

Der Überschuß an Erddruck von der einen Seite her erzeugt ein Moment, das die abzusenkende Mauer nach der Wasserseite zu kippen versucht und daher die wasserseitige Schneide mehr belastet als die landseitige. Da die Lastübertragung durch die Schneiden begrenzt ist, wird in einer bestimmten Tiefe ein Zustand erreicht, in dem dem Erddruck von der Landseite nicht mehr standgehalten werden kann. Hierdurch ist

der Absenkungstiefe eine Grenze gesetzt. Schon rein gefühlsmäßig läßt sich aus der Zeichnung erkennen, daß diese Tiefe für die schräg abgesenkte Mauer trotz des kleineren Senkkastens mindestens ebenso groß ist wie bei der anderen; denn der Erddruck vom Lande her auf die schräge Leitwand ist kleiner als der auf die lotrechte Wand, und außerdem legt sich die schräg abzusenkende Mauer mit ihrem ganzen Gewicht gegen den Boden und erzeugt dadurch eine wirksame, dem Erddruck entgegengesetzte Kraft.

Aus diesem Grunde liegt die Leitwand des Grundkörpers immer fest gegen die Bodenwand an und verhindert auf diese Weise ein etwaiges Nachsacken des Erdreichs. Das ist besonders wichtig, wenn das Gelände stark ansteigt und zu Rutschungen neigt.

Der weitere Verlauf ist für beide Verfahren wieder gleich: Nachdem die gewünschte Tiefe erreicht ist,

wird der Arbeitsraum ausbetoniert, das Druckluftgerät abgenommen und der Schacht für das Steigrohr mit Beton ausgefüllt.

Befindet sich die Baustelle für einen schräg abzusenkenden Grundkörper im freien Wasser, so kann es wirtschaftlicher sein, den Senkkasten an Stelle von einer Inselschüttung von einem Gerüst aus in Spindeln hängend bis auf den Boden abzulassen. Abb. 3 zeigt den Querschnitt eines solchen Aufhängegerüsts ähnlich, wie es in Christianstadt angewendet wurde. Der Senkkasten hängt an den Spindeln A und B, deren Muttern M auf je zwei im Abstand von etwa 0,80 m voneinander verlegten eisernen Trägern aufliegen. Die Träger werden von den Pfahlreihen V und H gestützt. Der Senkkasten wird von seiner ursprünglichen Lage I aus lotrecht abgesenkt und, sobald er auf dem Boden aufsteht (Zustand II), ausgehängt. Die weitere Absenkung bis zur endgültigen Stellung III geht genau so vonstatten wie bei einer Versenkung vom Lande aus, und läßt sich gleichfalls im voraus berechnen. Nur muß durch sorgfältige Untersuchungen der Flußsohle die Höhenlage genau festgelegt werden, in der der Senkkasten ausgehängt und mit den Schneiden auf den Boden gestellt werden soll. In Abb. 3, Zustand II ist der Kasten kurz vor dem Aushängen dargestellt. Die Schneiden sind rd. 0,5 m in die Sohle eingedrungen, wobei der Boden an der vorderen Schneide abgeschachtet ist, um sie infolge ihrer geringen Belastung nicht schon vorher aufstehen zu lassen. Die hintere Schneide ist unter Verdrängung der obersten aufgeweichten Schicht lotrecht bis zum festeren Boden vorgedrungen. Für diese Höhenlage ist das Vorsatzmaß a zu berechnen und danach die genaue Lage des Gerüsts und der Aufhängepunkte zu bestimmen.

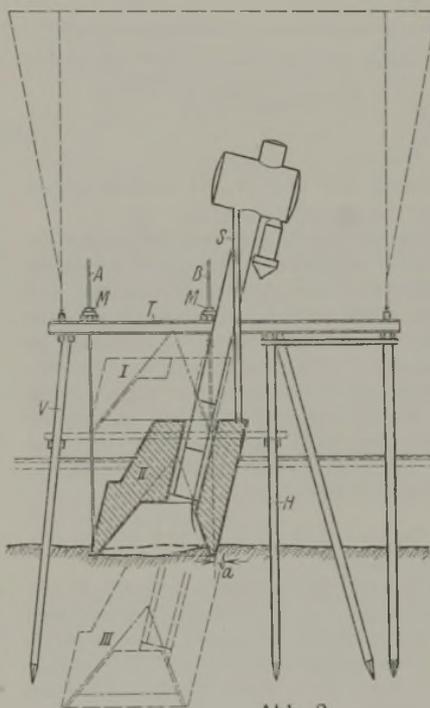


Abb. 2.

zu aufgestellt, für die schräge Mauer muß es schräg gestellt werden, Nachdem die Luftschleuse mittels des Schleusenkranes aufgesetzt ist und die Luftleitungen mit den Luftpumpen verbunden sind, kann die Absenkung beginnen.

Durch das Ausgraben von Boden im Arbeitsraum erhalten beide Kasten das Bestreben, infolge ihrer Schwere senkrecht in den Boden abzusinken. Beim alten Verfahren ist das ohne weiteres möglich, beim neuen steht die landseitige Rückwand (die Leitwand) im Wege. Sie versucht zunächst, den Erdboden nach dem Lande zu beiseite zu schieben.

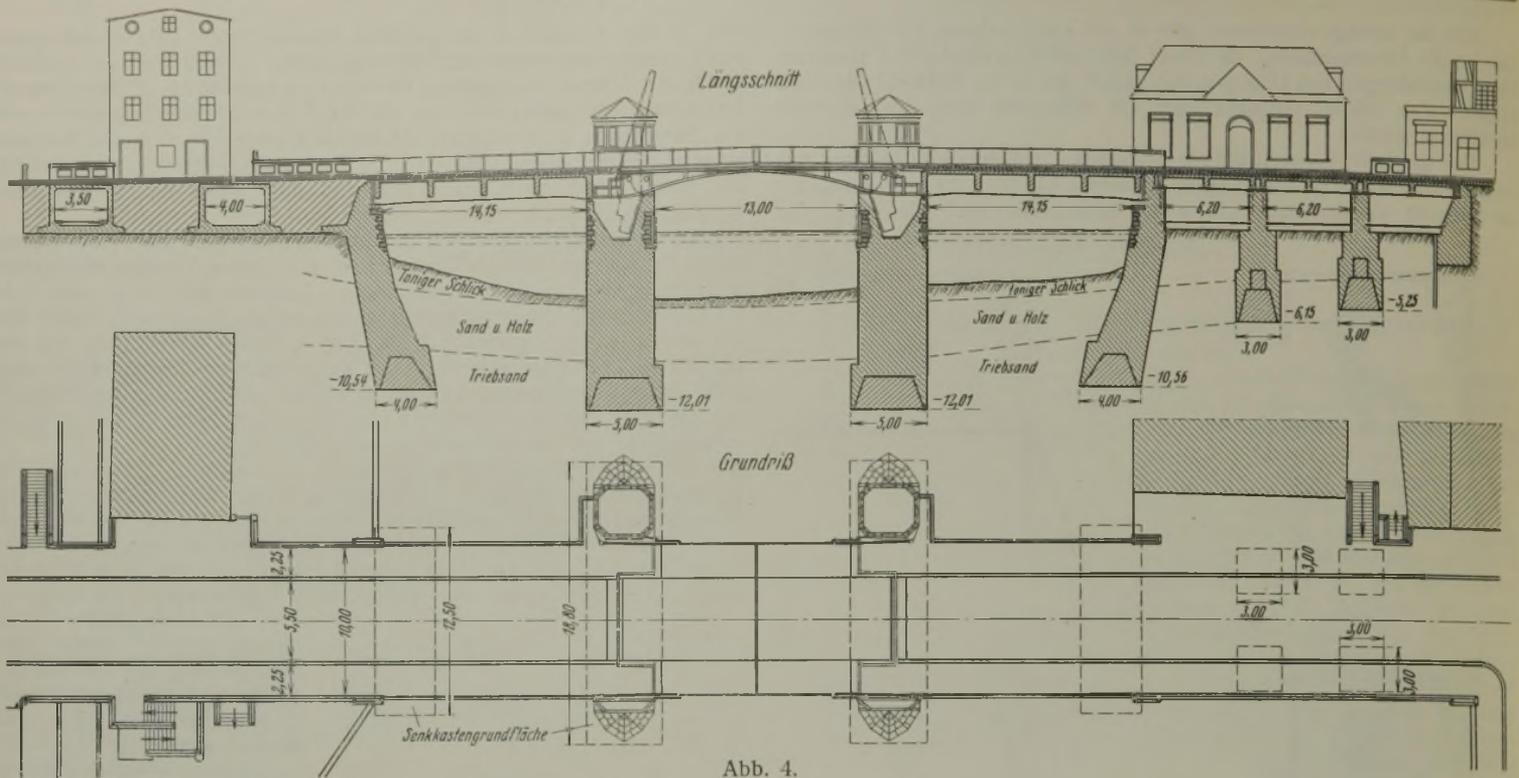


Abb. 4.

III. Die Entwicklung des Verfahrens bei den ersten Ausführungen.

a) Das Boberwehr bei Christianstadt.

Der erste schräge Senkkasten wurde im August und September des Jahres 1924 in Christianstadt am Bober abgesenkt. Hier war das hölzerne Wehr eines in Privathänden befindlichen Stauwerks dem Hochwasser zum Opfer gefallen, und an seiner Stelle wurde ein 15,5 m langer, 4 m breiter Senkkasten quer zur Stromrichtung schräg abgesenkt, der gleichzeitig als Grundschwelle und als Fundament der drei Wehrpfeiler diente. Er hatte daher die wagerechten Wasserdrücke auf die Schütztafeln aufzunehmen. Der Senkkasten wurde an einem Gerüst hängend betoniert und mittels Spindeln abgelassen. Seine Rückwand legte sich gegen zwei eiserne Träger NP 42 $\frac{1}{2}$, die in der beim Absenken einzuhaltenden Richtung 3:1 eingerammt waren und als Führung dienten.

b) Die Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate.

Die nächste Anwendung des neuen Verfahrens wurde im Winter 1924/25 beim Bau der beiden Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate i. Meckl. im Auftrage der Reichsbahndirektion Schwerin gemacht. Die Senkkasten hatten eine Grundfläche von je 3,5×7 m und wurden in einer Richtung von 4:1 abgesenkt. Beide konnten von Land aus in den Untergrund abgelassen werden. Da man der führenden Kraft des Erdbodens noch nicht traute, wurden zur Einhaltung der entwerfungs-gemäßen Richtung je zwei starke Profileisen eingerammt.

c) Die Übergangspfeiler für die „Hohe Brücke“ in Elbing.

Die gleiche Vorsichtsmaßnahme wurde beim Absenken der beiden Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing im Jahre 1925 getroffen (Abb. 4). Auch hier wurde von „Inseln“ aus abgesenkt, und es waren mehrere Meter starke Schichten aus Schlack durchzuführen. Da es aber infolge der vielen Hindernisse im Boden nicht gelang, die Führungsträger unbeschädigt einzurammen, wurde beim zweiten Pfeiler der Versuch gemacht, die Führungsträger im Abstande von 0,10 m hinter der entwerfungs-gemäßen Absenkungslinie einzurammen, um sie im Notfall noch zur Führung benutzen zu können. Es zeigte sich, daß die Form des Senkkastens allein genügte, um durch die Führung im Boden ein Absenken in der gewollten Richtung 5:1 zu bewirken.

Infolge der schlechten und unübersichtlichen Bodenverhältnisse entschloß man sich in Elbing noch im letzten Augenblick dazu, die Übergangspfeiler um je 2 m tiefer zu gründen, als im Entwurf vorgesehen war, d. h. die Gründungs- gleich Absenktiefe wurde von 8,50 m auf 10,50 m, also um 23% vergrößert. Die statische Untersuchung ergab, daß die Resultierende trotzdem im mittleren Drittel blieb. Zur Sicherheit wurde bei dem bis oben mit Boden hinterfüllten östlichen Pfeiler ein Tornister angebracht, der die Resultierende wieder in die Mitte drückte.

d) Die Widerlager für die Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin bei Schwedt.

Im Gegensatz zu den Widerlagern in Plate und Elbing, die als wagerechte Kraft den Erddruck aufzunehmen hatten und daher vom Lande

nach dem Wasser zu schräg abgesenkt wurden, handelte es sich bei der nächsten Anwendung des neuen Verfahrens beim Bau der Straßenbrücke bei Schwedt (1927) um die Aufnahme von Schüben einer weitgespannten Betonbogenbrücke. Hier mußten also die Widerlager vom Wasser nach der Landseite zu schräg in den Untergrund eingelassen werden. Die Absenkung geschah wieder von Inseln aus, und zwar zum ersten Male ohne Anwendung besonderer Maßnahmen zur Führung der Senkkasten im Erdreich, wie z. B. eingerammter Träger. Dies erschien zunächst gewagt in Anbetracht des Umstandes, daß der Erdboden, gegen den sich die Leitwand zu legen hatte, in den oberen Schichten aus frisch aufgeschüttetem Boden bestand, also nur mit einem verhältnismäßig geringen passiven Erddruck zu rechnen war. Andererseits steigt das Gelände auf dem linken Oderufer nach dem Lande zu an und wird durch daraufstehende, vom Widerlager nur 10 m entfernte Häuser belastet. Ein großer aktiver Erddruck auf die Vorder- (hier landseitige) Wand mußte also auftreten. Hinzu kam die Breite von 9,80 m des Senkkastens gegenüber der größten vorher angewandten Breite von 4 m. Trotz dieser veränderten Verhältnisse entschloß sich die ausführende Unternehmung, gestützt auf die früheren Erfahrungen und die Ergebnisse von Berechnungen, die nach Art der im Abschnitt IV dargelegten Untersuchungen angestellt wurden, die schräge Absenkung der beiden Widerlager mit der vollen Verantwortung für das Gelingen und der genauen Einhaltung der entwerfungs-gemäßen Absenkrichtung 5:1 zu übernehmen. Der Erfolg der unter dauernder strengen Kontrolle durch das staatliche Neubauamt ausgeführten schrägen Druckluftgründung war durchschlagend. Die beiden Grundkörper erreichten ihre Sollage mit größter Genauigkeit, d. h. mit kaum meßbarer Abweichung. Das neue Verfahren hat hierbei seine Feuerprobe bestanden, sich glänzend bewährt und dadurch das Stadium des Probierens verlassen, um ebenbürtig neben anderen bewährten Methoden zu bestehen.

Eine eingehende Schilderung des Neubaus dieser Brücke hat Regierungs- und Baurat Kaumanns in seinem auf dem Betontage in München 1928 gehaltenen Vortrage gegeben, der in der „Bautechnik“ 1928, Heft 29, abgedruckt ist, und auf den hier verwiesen sei. Abb. 8 bis 12 dieser Veröffentlichung zeigen die schematische Darstellung des Absenkvorganges der schrägen Widerlager und Lichtbilder davon.

Eine weitere Beschreibung des Baues der Schwedter Brücke aus der Feder des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Freund erscheint in nächster Zeit in der „Zeitschrift für Bauwesen“.

e) Weitere Ausführungen.

Im Sommer 1928 wurde das linke Widerlager für die Balkenbrücke in Oppeln schräg abgesenkt. Hier handelt es sich wie in Plate und Elbing um das Landwiderlager einer Balkenbrücke. Das Bauwerk bietet also nichts Bemerkenswertes mehr.

Ein ähnliches Widerlager für eine Balkenbrücke befindet sich auf der Baustelle für die Werderbrücke über die Norderoder in Breslau in der Ausführung. Der Senkkasten hierfür soll von einem Aufhängergerüst aus abgelassen werden.

Schließlich sind zurzeit die Arbeiten für das schräge Absenken zweier der größten je ausgeführten Senkkasten im Gange. Es handelt sich um die beiden Pfeiler für die Kanalbrücke des Schiffshebewerks bei Niederfinow, von denen der größere eine Grundfläche von 17×32 m hat.

IV. Die Theorie der schrägen Absenkung mit Führung durch den Erdboden.

a) Die wirkenden Kräfte.

Um die praktische Ausführbarkeit des schrägen Absenkens von Grundkörpern für jeden Einzelfall auf rechnerischem Wege feststellen zu können, ist es erforderlich, die dabei auftretenden Kräfte zu erkennen. In Abb. 5 ist der Querschnitt eines Grundkörpers während der schrägen Absenkung, und zwar im Zustande der langsamen Abwärtsbewegung dargestellt, und es sei bei den folgenden Untersuchungen ein Stück von 1 m Länge aus einem praktisch unendlich langen Körper herausgeschnitten. Von den eingeschriebenen Buchstaben bedeuten:

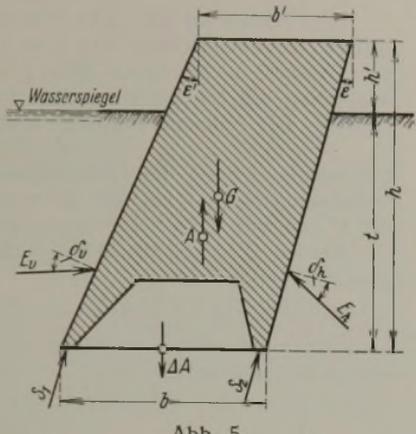


Abb. 5.

e den Winkel der Rückwand gegen die Lotrechte (Absenkswinkel),

e' den Winkel der Vorderwand gegen die Lotrechte,

t das Maß, um das die Schneiden des Senkkastens in den Boden (hier gleichzeitig in das Grundwasser) eingedrungen sind,

h die Gesamthöhe des Grundkörpers von Unterkante Schneide bis Oberkante Aufmauerung in der Lotrechten gemessen,

h' die Höhe der Aufmauerung über Geländeebene (hier gleichzeitig Wasserspiegel),

b die Breite des Senkkastens,

b' die Breite des Grundkörpers in Höhe der Oberkante Aufmauerung.

Die wirkenden Kräfte sind:

G = Gewicht des Grundkörpers, angreifend im Schwerpunkt und lotrecht nach unten gerichtet. G ist während der Absenkung in weiten Grenzen beeinflussbar; durch höheres Aufmauern oder Aufbringen von künstlicher Belastung kann es vergrößert, durch Aussparen von Hohlräumen im Grundkörper oberhalb des Senkkastens kann es verringert werden.

A = Auftrieb des Wassers, die resultierende Kraft aus den verschiedenen auf die Flächen des Grundkörpers wirkenden Wasserdrücken unter der Annahme wasserdurchlässigen Untergrundes. Er ist gleich dem Gewicht der verdrängten Wassermenge, also gleich dem Inhalt des unter Wasser befindlichen Teiles des Grundkörpers einschließlich des Arbeitsraumes, weil ja aus diesem das Wasser vermittels der Druckluft herausgepreßt ist. Der Angriffspunkt liegt im Schwerpunkte der verdrängten Wassermenge, und die Kraft ist lotrecht nach oben gerichtet. Die Größe des Auftriebes ist gleichfalls für kurze Zeitdauer beeinflussbar durch plötzliches Vermindern des Luftdrucks in der Arbeitskammer, das nur so kurze Zeit andauert, daß das Wasser aus dem Untergrund nicht nachfolgen kann. Da der Wasserdruck auf die Wände bestehen bleibt, wird die Verminderung bei der Rechnung zweckmäßig durch die neu eingeführte Kraft ΔA berücksichtigt, die in der Mitte der Senkkastengrundfläche lotrecht nach unten wirkt. Ihre Größe ist bei Verminderung des Luftdrucks um Δp kg/cm² = $\Delta p \cdot 10$ t/m², $\Delta A = b \cdot l \cdot \Delta p \cdot 10$ in t, wobei b und l in m eingesetzt werden.

E_v = Erddruck auf die vordere Wand des Grundkörpers. Es handelt sich hier um aktiven Erddruck, daher darf der Angriffspunkt mit genügender Genauigkeit als im unteren Drittelpunkt wirkend angenommen werden. Er ist unter dem Winkel δ_v zur Normalen der Vorderwand gerichtet. δ_v ist im Falle paralleler Vorder- und Rückwand ($e' = e$) negativ und gleich dem Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Boden, also zumeist gleich $-\rho$. Ist $e' > e$, so löst sich die Vorderwand beim Absenken vom Boden, letzterer stürzt nach, und es kann sich ein anderes δ_v einstellen.

Die Coulombsche Erddrucktheorie ist in der Hauptsache zur Berechnung des Bodendrucks auf Stützmauern bestimmt und berücksichtigt den Fall, daß die Stützmauer nachgibt und der Boden auf einer Gleitebene nachrutscht, deren Lage so gewählt ist, daß der Erddruck einen Größtwert annimmt. Dagegen kommt es hier darauf an, die tatsächlich auftretenden Gleitebenen, Erddrücke und Reibungswinkel zu erkennen. Aus Rückrechnungen auf Grund von Beobachtungen bei ausgeführten Absenkungen läßt sich ein Schluß auf die Anwendbarkeit der gewöhnlichen Erddruckberechnung auf die hier vorliegenden Verhältnisse ziehen. Im Absatz g) ist eine solche Rückrechnung durchgeführt.

S_1 und S_2 sind die Reaktionsdrücke des Bodens gegen die Unterflächen der Schneiden und als solche zunächst unbekannt und erst aus den übrigen wirkenden Kräften zu ermitteln. Sie können jedoch in weiten Grenzen beeinflusst werden. Durch Abgraben des Bodens unter den Schneiden wird seine Tragfähigkeit bis 0 herabgesetzt, ein Eindringen der Schneiden in den Boden vergrößert die tragenden Flächen und damit auch die Größe der zu übertragenden Kräfte. Diese schwanken also von 0 bis zur vollen Tragfähigkeit des Bodens in der jeweiligen Tiefe.

Die Kräfte S_1 und S_2 sind einander nicht gleich, denn sie haben die Aufgabe, den Kippmomenten, die durch die anderen Kräfte hervorgerufen werden, entgegenzuwirken.

E_h = Gegendruck des Bodens auf die Rückwand des Grundkörpers. Der Reibungswinkel δ_h zwischen Boden und Wand ist wie bei E_v negativ und darf dem inneren Reibungswinkel ρ gleich gesetzt werden. Da sich der abzusenkende Grundkörper mit seiner Rückwand gegen den Boden legt und an ihm herabgleitet, hat der Boden an dieser Stelle die Führung auszuüben, die erforderlich ist, um den gewollten Absenkswinkel einzuhalten. Der Gegendruck E_h ist größer als der aktive Erddruck. Seine obere Grenze ist durch die Größe des passiven Erddrucks bestimmt.

Der Angriffspunkt von E_h ist nicht bekannt. Da bereits drei unbekannte Reaktionen (S_1 , S_2 und E_h) vorhanden sind, und zur Lösung nur drei Grundgleichungen zur Verfügung stehen (siehe unten), macht dieser Umstand die Aufgabe statisch unbestimmt. E_h ist jedoch dadurch gekennzeichnet, daß seine Größe zwischen den Werten für den (aktiven) Erddruck und den (passiven) Erdwiderstand liegt und neben dem Gewicht des Grundkörpers im wesentlichen von der Größe der Kraft E_v beeinflusst wird; daher darf angenommen werden, daß der Angriffspunkt in der Nähe des unteren Drittelpunktes von t liegt. Im Absatz g) ist nach den Beobachtungen beim Absenken der Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing eine Rückrechnung gemacht, die die vorstehende Behauptung stützt.

Nicht in Ansatz gebracht sind in dieser Aufstellung die Bodendrücke auf die Stirnseiten der Grundkörper und auf die Querschnitten, weil ein unendlich langer Körper angenommen war. Da der folgenden Untersuchung die Ungenauigkeiten der Erddruckrechnung anhaften, erscheint es zulässig, dieses Verfahren überall da anzuwenden, wo die Länge des Senkkastens ein Mehrfaches seiner Breite beträgt. Wenn sich jedoch der Grundriß dem Quadrat nähert, müssen die Kräfte der Stirnseiten eingeführt werden. Die wagerechten Komponenten der Erddrücke auf die Stirnwände heben sich dabei auf, und nur die der Absenkrichtung entgegengesetzt wirkenden Reibungskräfte brauchen in die Rechnung eingesetzt zu werden. Die Bodendrücke auf die Querschnitten (s_1 und s_2) wirken ebenfalls in derselben Richtung und sind ohne besondere Schwierigkeit zu berücksichtigen.

b) Die drei Grundgleichungen.

Der schräg abzusenkende Grundkörper befinde sich, wie oben gesagt, im Zustande der langsamen Abwärtsbewegung. Er darf deshalb als im Gleichgewicht befindlich betrachtet werden, und es stehen daher die drei Grundgleichungen zur Verfügung, die die Lösung von drei Unbekannten zulassen, nämlich

- (1) die Summe aller Kräfte in der Absenkrichtung = 0,
- (2) die Summe aller Kräfte senkrecht zur Absenkrichtung = 0,
- (3) die Summe der Momente aller Kräfte bezogen auf einen Drehpunkt = 0

Werden die Komponenten in der Absenkrichtung mit A' , G' , E' und diejenigen senkrecht dazu mit A'' , G'' , E'' bezeichnet, so lauten die beiden ersten Grundgleichungen:

$$(1a) \quad G' - A' - \Delta A' - E_v' - E_h' - S_1 - S_2 = 0,$$

$$(2a) \quad A'' - \Delta A'' - G'' - E_v'' - E_h'' = 0,$$

oder die Komponenten durch die Hauptkräfte ausgedrückt:

$$(1b) \quad \begin{cases} G \cdot \cos e - A \cdot \cos e + \Delta A \cdot \cos e - E_v \cdot \sin(\delta_v + e - e') \\ - E_h \cdot \sin \delta_h - S_1 - S_2 = 0, \end{cases}$$

$$(2b) \quad \begin{cases} A \cdot \sin e - \Delta A \cdot \sin e - G \cdot \sin e - E_v \cdot \cos(\delta_v + e - e') \\ + E_h \cdot \cos \delta_h = 0. \end{cases}$$

c) Die Eindringungstiefe t_1 in das Erdreich, von der ab der Boden die Führung übernimmt.

Ein Senkkasten, der vom Lande aus schräg abgesenkt werden soll, steht mit den Schneiden zunächst auf der Erdoberfläche und setzt sich bei beginnender Absenkung zuerst lotrecht nach unten. Nachdem er ein Stück in den Boden eingedrungen ist, wird dem Erddruck auf die Mauerflächen Gelegenheit zu seinem Entstehen und Wirken gegeben. Der Weg der Schneiden und damit des Senkkastens beginnt von der Lotrechten abzuweichen, und zwar so lange, bis der beabsichtigte Winkel erreicht ist. Die Kurve ist in Abb. 6 dargestellt. Sie schneidet die Aufstellungsebene des Senkkastens im Punkte A unter einem Winkel von 90° und berührt die Absenklinie in der Tiefe t_1 im Punkte B. Die Größe von t_1 ist durch die Bedingung gegeben, daß im Punkte B der auf die Rückwand des

Senkkastens wirkende (passive) Erdwiderstand E_{hp} groß genug ist, um den Senkkasten richtig zu führen, also der zweiten Grundgleichung genügt. Es muß also sein:

$$E_{hp} = E_h \text{ oder nach Gl. 2b, wenn } \angle A = 0 \text{ bleibt,}$$

$$E_{hp} = \frac{1}{\cos \delta_h} \left[G \cdot \sin \varepsilon - A \cdot \sin \varepsilon + E_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \right].$$

In dieser Gleichung lassen sich ausdrücken:

$$E_{hp} = f_{hp} t_1^2,$$

$$E_v = f_v t_1^2,$$

wobei f_{hp} und f_v gleichbleibende Faktoren sind, z. B. nach Krey $\frac{\gamma \cdot \lambda}{2}$.

Weiterhin ist $A = b t_1$.

G ist konstant, weil der Senkkasten im ersten Teil der Absenkung nicht durch weiteres Aufmauern beschwert wird. Die Winkel δ_h , δ_v , ε und ε' sind ebenfalls konstant und bekannt.

Diese Ausdrücke eingesetzt, ergibt eine Gleichung, in der nur noch t unbekannt und daher zu bestimmen ist.

$$f_{hp} t_1^2 = \frac{1}{\cos \delta_h} \left[G \cdot \sin \varepsilon - b t_1 \cdot \sin \varepsilon + f_v t_1^2 \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \right]$$

$$t_1^2 + t_1 b \cdot \frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} - G \cdot \frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} = 0.$$

Wird der Ausdruck

$$\frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} = m$$

gesetzt, so geht die Gleichung über in

$$t_1^2 + t_1 b m - G m = 0;$$

hieraus ist

$$(4) \quad t_1 = -\frac{b m}{2} + \sqrt{\left(\frac{b m}{2}\right)^2 + G m}.$$

d) Der Weg des Senkkastens bis zur Tiefe t_1 (Absenkkurve).

Ist t_1 gefunden, handelt es sich darum, die Gestalt der Kurve kennenzulernen, damit das Vorsatzmaß a bestimmt werden kann, um das der Senkkasten gegenüber der theoretischen Absenklinie vorgesetzt werden muß. Wird wie in Abb. 6 ein Koordinatensystem zugrunde gelegt, dessen x -Achse die wagerechte Geländelinie und dessen y -Achse die Lotrechte im Schnitt der Absenklinie $C-D$ mit der Geländelinie bildet, so besteht für die gesuchte Kurve die Bedingung, daß sie die x -Achse im rechten Winkel schneidet und die Absenklinie im Punkte B mit der Ordinate $y = t_1$ und der Abszisse $x = t_1 \cdot \text{tg } \varepsilon$ berührt. Ihre Richtung ist also im Punkte B $\frac{dx}{dy} = \text{tg } \varepsilon$.

Für die Zunahme des Richtungswinkels $\frac{dx}{dy}$ von 0 im Punkte A bis $\text{tg } \varepsilon$ im Punkte B ist die Zunahme des Erdwiderstandes in der durchfahrenen Tiefe maßgebend. $\frac{dx}{dy}$ wächst also von 0 bis $\text{tg } \varepsilon$ im selben Verhältnis, wie E_{hp} von 0 bis $f_{hp} t_1^2$ zunimmt. Es ist demnach:

$$\frac{dx}{dy} = \text{tg } \varepsilon \cdot \frac{f_{hp} y^2}{f_{hp} t_1^2} = \frac{\text{tg } \varepsilon}{t_1^2} \cdot y^2 \text{ oder}$$

$$(5) \quad \frac{t_1^2}{\text{tg } \varepsilon} \cdot dx - y^2 dy = 0.$$

Dies ist die Differentialgleichung für die gesuchte Kurve, die integriert wird:

$$\frac{t_1^2}{\text{tg } \varepsilon} f dx - f y^2 dy = \text{konst}$$

$$\frac{t_1^2}{\text{tg } \varepsilon} \cdot x - \frac{y^3}{3} = \text{konst}$$

Diese Konstante berechnet sich aus der Bedingung, daß die Ordinaten im Punkte B sind:

$$x = t_1 \text{tg } \varepsilon$$

$$y = t_1$$

$$\frac{t_1^2 t_1 \text{tg } \varepsilon}{\text{tg } \varepsilon} - \frac{t_1^3}{3} = \text{konst}$$

$$\text{konst} = \frac{2 t_1^3}{3}.$$

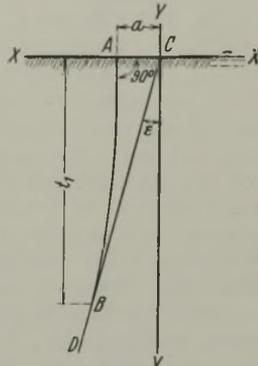


Abb. 6.

In die Gleichung der Absenkkurve eingesetzt, nimmt diese die Form an:

$$\frac{t_1^2}{\text{tg } \varepsilon} \cdot x - \frac{y^3}{3} = \frac{2 t_1^3}{3}$$

oder

$$(6) \quad y^3 = \frac{3 t_1^2}{\text{tg } \varepsilon} \cdot x - 2 t_1^3.$$

Das ist die Gleichung einer kubischen Parabel, deren Scheitel um a vom Koordinationsanfangspunkt entfernt liegt; a wird durch Einsetzen von $y = 0$ gefunden:

$$(7) \quad a = x' = \frac{2}{3} \cdot t_1 \text{tg } \varepsilon.$$

e) Die kleinsten und größten zulässigen Gewichte der schräg abzusenkenen Grundkörper in den verschiedenen Absenktiefen.

Die Grenzen für das Gewicht des schräg abzusenkenen Grundkörpers müssen ermittelt werden, damit man weiß, wie hoch die Aufmauerung über Wasser zu führen ist oder geführt werden darf, und ob zur Erleichterung des Körpers Hohlräume in seinem Innern angeordnet werden müssen. Die Aufmauerungshöhe über Wasser h' ist nach Abb. 8

$$h' = h - t.$$

Bei bekannter Form des Grundkörpers gehört zu jedem Gewicht G eine bestimmte Höhe h . Letztere ist also eine Funktion von G ; somit sind $\min h'$ und $\max h'$ nach Ermittlung von $\min G$ und $\max G$ bekannt.

Werden Gl. 1b u. 2b nach E_h aufgelöst und die rechten Seiten gleich gesetzt, so ergibt sich:

$$\left[G \cdot \cos \varepsilon - A \cdot \cos \varepsilon + \angle A \cdot \cos \varepsilon - E_v \cdot \sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') - S_1 - S_2 \right] \cos \delta_h = \left[G \cdot \sin \varepsilon - A \cdot \sin \varepsilon + \angle A \cdot \sin \varepsilon + E_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \right] \sin \delta_h$$

oder anders angeordnet:

$$(8) \quad \begin{cases} (G - A + \angle A) (\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \text{tg } \delta_h) - E_v [\sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \text{tg } \delta_h] - (S_1 + S_2) = 0 \end{cases}$$

nach G aufgelöst

$$(9) \quad \begin{cases} G = A - \angle A + \frac{E_v [\sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \text{tg } \delta_h] + (S_1 + S_2)}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \text{tg } \delta_h} \end{cases}$$

Werden

$$\begin{aligned} \sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \text{tg } \delta_h &= p \\ \cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \text{tg } \delta_h &= q \text{ gesetzt,} \end{aligned}$$

so heißt die Gleichung:

$$(9a) \quad G = A - \angle A + \frac{E_v p + (S_1 + S_2)}{q}.$$

Die Kraft G ist hier als Unbekannte gesetzt, während auf der rechten Seite der Gleichung die Reaktionsdrücke S_1 und S_2 unter den bekannten Kräften erscheinen. Ihre Einzelwerte sind zwar erst auf Grund der dritten Grundgleichung zu ermitteln, für ihren Gesamtwert kann jedoch eine Annahme gemacht werden; denn das gesuchte G soll ja gerade so groß werden, wie es unter anderem auch die Drücke unter den Schneiden erlauben. Es ist zu setzen:

a) zur Errechnung von $\min G$

für $\angle A$ eine Verminderung des Auftriebes infolge Abblasens von Druckluft aus der Arbeitskammer, die je nach Bodenbeschaffenheit nur so weit getrieben werden darf, daß keine größeren Bodenmengen in den Arbeitsraum eindringen, für $(S_1 + S_2)$ der Bodendruck, den eine der beiden Schneiden aufnehmen kann, wenn die Kraft der anderen Null wird;

b) zur Errechnung von $\max G$

für $\angle A = 0$,
für $(S_1 + S_2)$ wie unter a).

Sind hiernach die Werte für $\min G$ und $\max G$ gefunden, bedürfen sie einer Nachprüfung insofern, als für $(S_1 + S_2)$ bis jetzt nur der Gesamtwert eingesetzt war, und erst die Trennung in die Einzelwerte S_1 und S_2 beurteilen läßt, ob sich diese in zulässigen Grenzen halten.

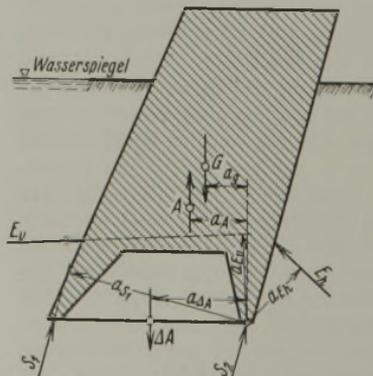


Abb. 7.

Da die Summe $(S_1 + S_2)$ bekannt ist, handelt es sich nur um die Bestimmung einer der beiden Kräfte. Hierzu dient die Grundgleichung 3, nach der die Momente aller Kräfte um einen Punkt, zweckmäßig um den Schnittpunkt der Kraftrichtung von S_1 oder S_2 mit derjenigen von E_h , oder, wenn E_h aus Gl. 1b oder 2b bestimmt wird, um den Angriffspunkt von S_1 oder S_2 angesetzt werden. Die Hebelarme der einzelnen Kräfte werden am einfachsten einer Zeich-

nung entnommen, in die der Grundkörper sowie Lage und Richtung der wirkenden Kräfte maßstäblich eingetragen sind.

Wenn die im Sinne des Uhrzeigers drehenden Momente als negativ bezeichnet werden, ist z. B. nach Abb. 7:

$$(10) S_1 = \frac{1}{a_{S_1}} (G a_G - E_h a_{E_h} - A a_A - \Delta A a_{\Delta A} - E_v a_{E_v}).$$

f) Die größtmöglichen Werte für den Absenkwinkel ϵ und die Absenktiefe t .

Je größer der Absenkwinkel ϵ gewählt wird, mit um so größerer Kraft legt sich der Grundkörper mit seiner Rückenfläche gegen den Boden, und um so größer wird mit dem Gegendruck E_h die Reibung zwischen Wand und Erdreich. Bei einer gewissen Eindringungstiefe stellt sich schließlich ein Zustand heraus, in dem die Kräfte, die die Absenkbewegung hervorrufen, nicht mehr genügen, um die entgegengesetzt gerichteten Kräfte zu überwinden. Dies ist der Fall, wenn nach Gl. 1a:

$$(11) G' + \Delta A' \equiv A' + E_v' + E_h' + (S_1 + S_2),$$

wobei für G' und $\Delta A'$ die höchst erreichbaren, für $(S_1 + S_2)$ die niedrigst zulässigen Werte eingesetzt werden. Vermittels Gl. 11 kann also festgestellt werden, ob bei einer bestimmten Tiefe t und einem bestimmten Winkel noch ein Absenken möglich ist, bezw. ist zu bestimmen:

- a) der größtmögliche Winkel $\max \epsilon$ bei gegebenen Abmessungen und gegebener Gründungstiefe,
- b) die größtmögliche Gründungstiefe bei gegebenen Abmessungen und gegebenem Winkel ϵ .

Bei Fall a) sind der Auftrieb A , seine zulässige Verminderung ΔA , das größte erreichbare Gewicht G des Grundkörpers und die Summe der Schneidendrucke $(S_1 + S_2)$ bekannt, alles im Zustande der Schlußsenkung, also beim Erreichen der verlangten Gründungstiefe. Der Erddruck E_v ist nur vom Winkel ϵ abhängig, während E_h auch Gl. 2b genügen muß. Wird Gl. 11 durch $\cos \epsilon$ dividiert, so ergibt sich der Ausdruck

$$G + \Delta A - A = \frac{1}{\cos \epsilon} [E_v' + E_h' + (S_1 + S_2)].$$

Nach Gl. 9 ist unter Einsetzen des aus Gl. 2b errechneten Wertes für E_h

$$(12) G + \Delta A - A = \frac{E_v [\sin(\delta_v + \epsilon - \epsilon') + \cos(\delta_v + \epsilon - \epsilon') \cdot \operatorname{tg} \delta_h] + S_1 + S_2}{\cos \epsilon - \sin \epsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h}$$

oder nach Gl. 9a

$$(12a) G + \Delta A - A = \frac{E_v p + (S_1 + S_2)}{q}$$

Die einzige Unbekannte in dieser Gleichung ϵ tritt sowohl in E_v als auch in den Winkelfunktionen $\sin(\delta_v + \epsilon - \epsilon')$, $\cos(\delta_v + \epsilon - \epsilon')$, $\cos \epsilon$ und $\sin \epsilon$ auf, die Auflösung nach ϵ ist zwar rechnerisch möglich, doch sei hier der Weg gewählt, daß man $(G + \Delta A - A)$ für verschiedene Werte von ϵ ausrechnet und in der Weise in ein Koordinatensystem einträgt, daß jeweils ϵ die Abszisse und $(G + \Delta A - A)$ die Ordinate bildet. Die Punkte verbindet man zu einer Kurve und kann aus ihr für den tatsächlich vorhandenen Wert von $(G + \Delta A - A)$ das dazu gehörige $\max \epsilon$ aufsuchen.

Hiernach bleibt gemäß Abschnitt e) zu untersuchen, ob S_1 und S_2 in zulässigen Grenzen bleiben; wenn nicht, ist $\max \epsilon$ noch einmal unter Einführung eines verbesserten Wertes für $(S_1 + S_2)$ auszurechnen.

Im Falle b) ist der Grenzzustand wieder durch die Gl. 11 u. 12 ausgedrückt. Die Winkel und ihre Funktionen, also die Ausdrücke p und q , sind in diesem Falle bekannt, desgleichen können für ΔA und $(S_1 + S_2)$ zunächst geschätzte Werte eingeführt werden. In allen anderen Werten der Gl. 12 G , A und E_v ist die Absenktiefe t enthalten, d. h. sie sind Funktionen von t . Wenn also die bekannten Werte auf die linke Seite und die Funktionen der Unbekannten t auf die rechte Seite gebracht werden, so geht Gl. 12a in die Form über:

$$(13) G - A - E_v \cdot \frac{p}{q} = \frac{S_1 + S_2}{q} - \Delta A.$$

Die Ermittlung von $\max t$ aus dieser Gleichung geschieht zweckmäßig wie unter a) durch Aufzeichnen einer Kurve für $(G - A - E_v \cdot \frac{p}{q})$ bei den verschiedenen Tiefen t , aus der diejenige Tiefe $\max t$ abgelesen werden kann, für welche Gl. 13 zutrifft. Zum Schluß ist wieder zu prüfen, ob der Wert für $(S_1 + S_2)$ richtig angenommen wurde.

g) Die Größe von δ_v und der Angriffspunkt von E_h .

Wird ein schräger Grundkörper bis in eine gewisse Tiefe abgesenkt, kann der Fall eintreten, daß die eine der beiden Schneiden voll untergraben werden kann, also die von ihr zu übertragende Kraft = 0 wird. Die von der anderen Schneide übertragene Kraft kann dann aus der Tragfähigkeit des Bodens annähernd geschätzt werden. Damit sind zwei bisherige Unbekannte gegeben und können zur Bestimmung zweier weiteren Unbekannten benutzt werden. Solche sind nach den Ausführungen in dem Absatz a) der Winkel δ_v und der Angriffspunkt von E_h .

In Abb. 8 ist der Querschnitt der beiden Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing im Zustande der Schlußsenkung gezeichnet, wobei für die gebrochene Vorderwand eine gemittelte Linie angegeben ist. Bei beiden Pfeilern mußte die hintere (landseitige) Schneide völlig untergraben, und außerdem der Luftdruck im Arbeitsraum um 4 m Wassersäule vermindert werden, um die Absenkbewegung einzuleiten und im Gang zu halten. Die ganze Schneidkraft ging über die vordere Schneide. Die Tragfähigkeit des Sandbodens unter der Schneide wird bei den vorliegenden Verhältnissen zu 5 bis 10 kg/cm² geschätzt, d. h. 1 lfd. m Schneide konnte 0,22 · 50 = 11 bis 0,22 · 100 = 22 t übertragen. Bei einer stärkeren Belastung hätte die Schneide mit beschleunigter Bewegung in den Boden eindringen müssen.

In Abb. 8 ist zunächst die Mittelkraft aus $G - A + \Delta A$ zu 63,4 - 32,2 + 16 = 47,2 t/lfd. m bestimmt und ihrer Lage nach eingetragen. Vorausgesetzt, es wirke überhaupt kein Erddruck E_v , dann kann die Kraft $G - A + \Delta A$ in dem Kräfte dreieck ABC nach den bekannten Richtungen von S_1 und E_h zerlegt werden. S_1 müßte dann 38 t betragen, also bedeutend mehr, als das geschätzte $\max S$ von 22 t. Wird dann die Kraft

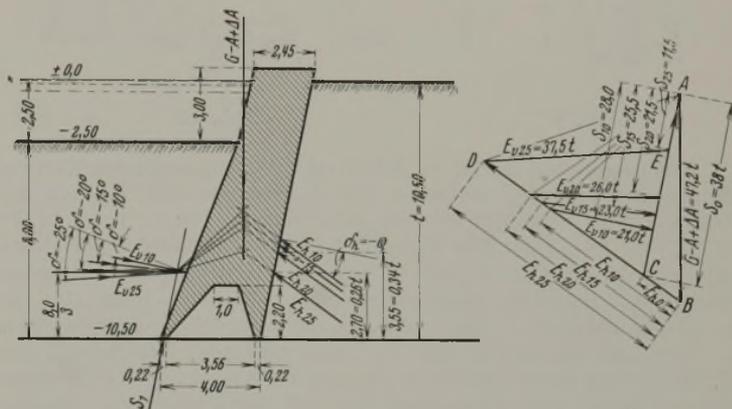


Abb. 8.

E_v , unter dem Winkel $\delta_v = 25^\circ$ wirkend, eingeführt und danach E_{v25} genannt (nach den Tabellen von Krey bei $\rho = 25^\circ$, γ_e unter Wasser = 1,0 t/m³ berechnet), so entsteht der Kräftezug $ABDEA$, und S_1 wird 11,5 t groß. Dasselbe Verfahren ist für E_v unter den Winkeln -20° , -15° und -10° wirkend angewandt und ergab die in die Abb. 8 eingetragenen Werte für S_1 . Wird E_v als in derselben Richtung wie E_h wirkend angenommen, wobei $\delta_v = +15^\circ$ wird, ist S_1 wieder, wie wenn $E_v = 0$ wäre, gleich 38 t.

Hiernach entspricht den geschätzten Grenzen von S_1 ein Reibungswinkel δ_v von -25° bis -20° . Desgleichen geht aus der Ermittlung hervor, daß die nach der Theorie von Coulomb, die den Kreyschen Tabellen zugrunde liegt, errechneten Werte für E_v eine durchaus wahrscheinliche Größe besitzt. Wäre der Erddruck z. B. unter Annahme einer Gleitebene berechnet, die nicht $\max E$ ergibt, so wären die somit errechneten Werte für E_v kleiner, damit auch die in der Absenkungsrichtung wirkenden Komponenten, und es würden sich entsprechend höhere Schneidendrucke ergeben, was den Tatsachen widerspricht.

Es erscheint also berechtigt, die Kraft E_h nach den gebräuchlichen Verfahren zu berechnen und bei ähnlichen Pfeilerformen, wie gezeichnet, mit einem δ_v zu rechnen, das negativ und um einige Grad geringer ist als ρ .

In Abb. 8 ist E_v zunächst mit der Schneidkraft S_1 und dann mit $G - A + \Delta A$ in Richtung von E_h zusammengesetzt und ermöglicht dadurch, den Angriffspunkt von E_h zu finden. Er liegt für $\delta_v = -25^\circ$ in 0,27 t , für $\delta_v = -20^\circ$ in 0,34 t , d. h. im Mittel etwas unter dem Drittelpunkt von t . Da hier der Boden an der Wasserseite tiefer liegt, als an der Landseite, würde im Falle, daß beide Oberflächen dieselbe Höhe haben, auch der Angriffspunkt von E_v und damit auch der von E_h höher rücken. Im allgemeinen darf daher gesagt werden, daß der Angriffspunkt E_h in der Nähe von 0,33 t , und zwar für Bauwerke von der abgebildeten Form zwischen 0,25 und 0,40 t liegt.

h) Beispiel mit Folgerungen für die Praxis.

Für den Absenkvorgang eines Grundkörpers, dessen Querschnitt Abb. 9 zeigt, sind die Berechnungen durchgeführt, deren Ergebnisse mit den daraus gezogenen praktischen Folgerungen im folgenden mitgeteilt seien:

Das Gewicht des Grundkörpers von 1 m Länge ist zu $G = 94,5$ t errechnet, der Auftrieb ist $A = 42$ t, ΔA wurde zu 14 t, entsprechend einer Ermäßigung des Luftdrucks um 3,5 m Wassersäule, angenommen, des-

gleichem als Wert für $(S_1 + S_2) = 16$ t, d. h. eine Schneide allein kann 16 t übertragen. Die Grundlagen für die Erddruckberechnungen sind $\gamma_e = 1,0$ t/m³ (unter Wasser), $\rho = 25^\circ$, $\delta_v = -20^\circ$, $\delta_h = -25^\circ$.

Zunächst wurde der größtmögliche Absenkwinkel $\max \epsilon$ nach Gl. 12 durch Auftragen einer Kurve für die rechte Seite der Gleichung zu 15° gefunden, wobei der Wert für den Ausdruck $(G + \Delta A - A) = 66,5$ t, wie vorhanden, sein muß.

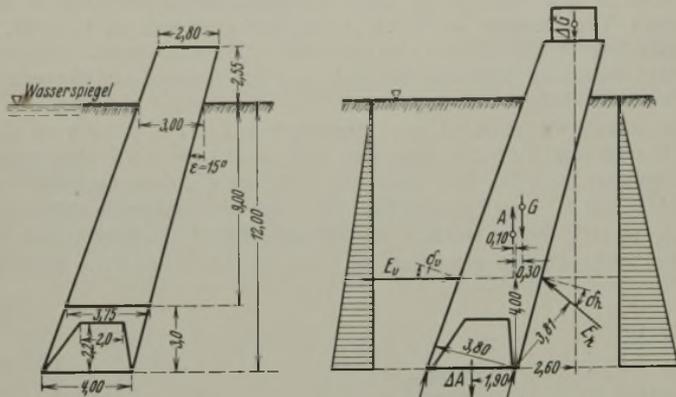


Abb. 9.

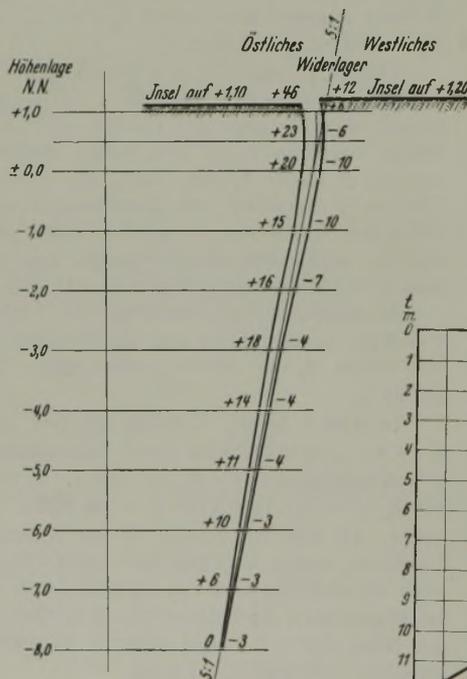
Abb. 10.

Dann wurde untersucht, ob der für $(S_1 + S_2)$ angenommene Wert von 16 t zu Recht besteht, und ob S_1 und S_2 imstande sind, das von den übrigen Kräften ausgeübte Moment aufzunehmen. Hierzu diente Gl. 10, für die nach Gl. 2a der Wert $E_h = 78,0$ t ausgerechnet wurde. Die Hebelarme sind zeichnerisch in Abb. 10 ermittelt, in der E_h als im unteren Dreipunkt angreifend angenommen ist. Danach ergibt sich für $S_1 = 17,6$ t und für $S_2 = 16,0 - 17,6 = -1,6$ t, also ein unmöglicher Wert.

Die Kräfte S_1 und S_2 sind also nicht imstande, das Moment von 67,0 tm auf den Boden zu übertragen, und die Absenkung ist nicht sichergestellt. Wenn auch anzunehmen ist, daß das überschüssige Moment durch Inanspruchnahme des passiven Erddruckes auf die Vorderseite aufgehoben werden kann, so ist doch damit wieder eine Vermehrung des Bewegungswiderstandes verbunden. Wird dieser durch vermehrtes Abblasen der Druckluft ausgeglichen, so vergrößert sich wieder das von den Schneiden aufzunehmende Moment, damit wieder der passive Erddruckstand auf die Vorderseite und so fort, bis schließlich das Gleichgewicht des Grundkörpers vollends gestört wird, und dieser sich aufrichtet, d. h. bis der Winkel ϵ kleiner wird. Der Boden folgt an der Rückwand der Bewegung und legt sich wieder gegen diese, so daß der Grundkörper durch keine Kraft wieder in die richtige Lage zurückgebracht werden kann.

Bei Nachstürzen des Bodens gegen die Rückwand kann auch ein verstärkter (aktiver) Erddruck gerade in den oberen Schichten zur Wirkung kommen, der das Kippmoment vergrößert.

Der einzige Weg, dem überschüssigen Moment entgegenzuwirken, besteht in der Vergrößerung von G durch eine aufgebrauchte Belastung $\Delta G = 2,4$ t (Abb. 10). Hierdurch vergrößert sich das Gewicht des Grundkörpers auf $G' = 96,9$ t. Da der Gesamtwert für den Ausdruck $(G' + \Delta A - A)$ nur $= 72,5$ t zu betragen braucht, kann ΔA um 2,4 t auf $\Delta A = 11,6$ t ermäßigt werden. Auch hierdurch verringert sich das von S_1 und S_2 aufzunehmende Moment, das sodann gleich $M' = 55,9$ t wird. Hieraus ergeben sich $S_1 = 14,7$ t und $S_2 = 16,0 - 14,7 = 1,3$ t. Die aufgebrauchte Zusatzbelastung ΔG wirkt also in doppelter Beziehung günstig, und zwar einmal durch ihr eigenes Gewicht und zum anderen durch die Ermäßigung von ΔA .



Die Zahlen geben die Abweichungen des Senkkastens gegenüber der Sollinie an.

Abb. 11.

Die Tiefe t_1 ermittelt sich nach Gl. 4 bei einem Gewicht des Senkkastens von 11,5 t/lfd. m zu $t_1 = 0,49$ m. Die Gleichung der Absenkkurve oberhalb t_1 ist nach Gl. 6

$$y^3 = 2,69x - 0,235,$$

woraus sich für $a = 0,0875$ m = rd. 9 cm ergibt. In Abb. 6 ist die Kurve maßstäblich eingetragen.

Ist die „Insel“, von der aus der Senkkasten abgesenkt wird, frisch aufgeschüttet, so ist ein lotrechtes Setzen des ganzen Bodens unter der Last des Senkkastens zu erwarten. Das Maß dieses Setzens sei s , dann vergrößert sich a um $s \cdot \tan \epsilon$. Liegt außerdem die Flußsohle, auf die die Inselfüllung aufgebracht ist, schräg, so kann auch eine wagerechte Verschiebung nach der tieferen Seite zu stattfinden.

An dieser Stelle sei die Berechnung der Absenkkurve für die Widerlager der Schwedter Brücke eingefügt, um sie mit den gemessenen Kurven zu vergleichen.

Die Berechnungsunterlagen sind:

$$\begin{aligned} G &= 42,2 \text{ t/lfd. m,} \\ \epsilon &= \epsilon' = 11^\circ 20' \text{ (Neigung 5:1),} \\ \rho &= 30^\circ, \delta_h = 25^\circ, \delta_v = 20^\circ, \\ \gamma_e &= 1,0 \text{ t/m}^3, \\ t_1 &= 1,02 \text{ m.} \end{aligned}$$

Die Gleichung der Absenkkurve ist nach Gl. 6

$$y^3 = 15,3x - 2,12$$

und
$$a = \frac{2}{3} \cdot t_1 \cdot \tan \epsilon = 0,136 \text{ m} = 13,6 \text{ cm.}$$

In Abb. 11 sind die beiden Absenkkurven für die Widerlager der Schwedter Brücke nach den Messungen aufgetragen. Der zuerst abgesenkte Kasten des östlichen Widerlagers wurde um $a = 46$ cm vorgestellt. Trotz des starken Setzens der Aufschüttung nach der Rückseite des Senkkastens (hier nach dem Wasser) zu erwies sich das Maß als zu groß. Durch Kippen des Senkkastens und dadurch bewirkte Änderung der Neigung der Vorder- und Rückwand gelang es trotzdem, das Widerlager entwerfsmäßig hinzubringen. Das Maß $a = 12$ cm des zweiten Senkkastens war wieder zu gering: denn die Schneide ist um 10 cm über die Sollinie hinausgegangen. Auch hier gelang es, den Fehler wieder auszugleichen.

Die Tiefe t_1 kann nach den Kurven als in der Höhenlage $\pm 0,0$ erreicht angesehen werden. Dann sind die tatsächlich aufgetretenen Maße a auf der

$$\begin{aligned} \text{Ostseite } a &= 46 - 20 = 26 \text{ cm,} \\ \text{Westseite } a &= 12 + 10 = 22 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Davon ist noch der Einfluß des schrägen Setzens der Schüttung abzuziehen, der nach den Kurven abgegriffen 12 cm für die Ostseite und 6 cm für die Westseite beträgt. Die hiernach für den Fall der festen, sich nicht setzenden Inselfüllung zurückgeführten Werte von a sind für die

$$\begin{aligned} \text{Ostseite } &26 - 12 = 14 \text{ cm,} \\ \text{Westseite } &22 - 6 = 16 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Die Übereinstimmung mit dem errechneten Wert $a = 13,6$ cm zeigt eine für die Praxis unwesentliche Differenz bis zu 2,4 cm. In Abb. 11 ist die errechnete Kurve eingetragen, wobei das lotrechte Setzen der Aufschüttung durch eine tiefere Annahme der Inseloberfläche berücksichtigt ist.

Die kleinsten und größten zulässigen Gewichte des schräg abzusenkenen Grundkörpers werden für die verschiedenen Tiefen t gemäß Abschnitt IV, e) berechnet.

Die zugehörigen Werte für die noch fehlende Unbekannte E_h sind nach Gl. 2b ermittelt, die Hebelarme der Kräfte zeichnerisch dargestellt

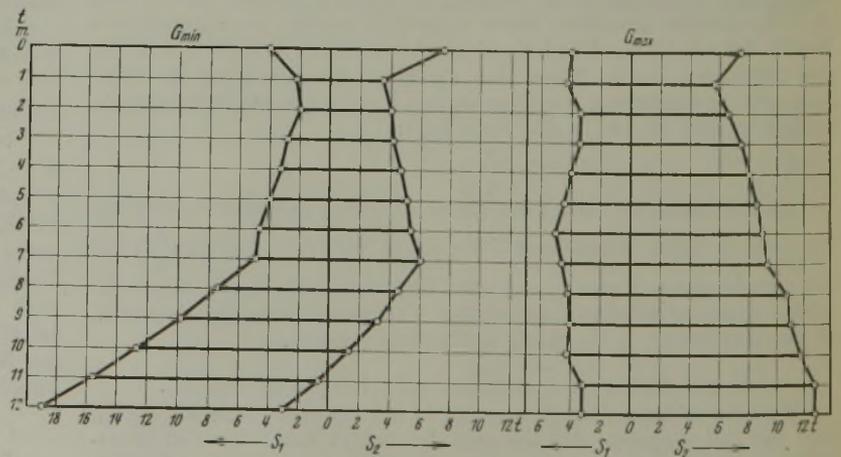


Abb. 12.

und aus den Momenten die Einzelwerte von S_1 und S_2 berechnet. In der folgenden Tabelle finden sich die gefundenen Zahlen:

Abb. 12 und die Tabelle geben außer über die Einzelkräfte S_1 und S_2 auch über den Einfluß der übrigen Kräfte auf das Moment und damit

t	min G					max G			
	min G t	∠A t	E _h t	S ₁ t	S ₂ t	max G t	E _h t	S ₁ t	S ₂ t
0	11,5	—	—	4,0	7,5	11,5	—	4,0	7,5
1	11,5	—	2,5	2,4	3,5	19,0	4,7	4,3	5,7
2	15,1	—	3,7	2,0	4,0	21,0	5,4	3,4	6,6
3	22,9	—	7,0	2,8	4,2	27,6	8,3	3,5	7,5
4	30,1	—	10,8	3,2	4,7	34,8	12,2	4,0	8,1
5	37,9	—	15,7	3,9	5,1	42,6	17,1	4,5	8,6
6	46,2	—	21,6	4,6	5,4	50,9	23,0	5,0	9,0
7	55,2	—	28,7	4,9	6,1	58,7	29,7	4,6	9,4
8	61,3	3,3	36,5	7,4	4,6	68,1	37,5	4,2	10,8
9	68,1	6,6	45,5	9,8	3,2	77,1	46,1	4,0	11,1
10	75,5	9,8	55,6	12,7	1,3	87,8	56,3	4,2	11,8
11	83,6	13,0	66,6	15,6	—0,6	97,7	66,9	3,2	12,8
12	92,5	16,0	78,6	19,0	—3,0	112,1	79,1	3,2	12,8

auf die Stabilität des Grundkörpers beim Absenken Aufschluß. Auffallend ist die große Wirkung der Verminderung des Luftdrucks im Arbeitsraum ∠A. Wie oben ausgeführt, wird durch ein zu großes ∠A die Beibehaltung des gewünschten Absenkwinkels ε ernstlich gefährdet, und es ist darum bei der praktischen Ausführung der schrägen Absenkung besonders in größerer Tiefe erforderlich, diesem Vorgang die größte Aufmerksamkeit zu schenken.

Bei der Absenkung der Widerlager in Elbing und Schwedt war die Aufmauerung bei der Schlußsenkung nur bis dicht über dem Wasserspiegel hochgeführt, in Schwedt hatten sie zur Erleichterung sogar Hohlräume erhalten. Deswegen mußte das fehlende Gewicht schon einige Meter vor Erreichung der endgültigen Tiefe durch Verminderung des Luftdrucks ausgeglichen werden. Hierbei war deutlich zu beobachten, wie die Hauptlast, die zunächst auf der hinteren Schneide lag, zur vorderen Schneide herüberwanderte.

V. Die statische Berechnung der Senkkasten für die schräge Absenkung.

Die besonderen Beanspruchungen, denen die Senkkasten für die schräge Absenkung gewachsen sein müssen, sind durch die vorstehenden Untersuchungen gegeben.

Für die Berechnung der Kammerwände gibt Brennecke in seinem Grundbau, 3. Aufl., Berlin 1906, S. 356, an, daß dem Bodendruck von außen keine große Bedeutung zukommt. H. Flach (Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung, Berlin 1917) schlägt sogar vor, diesen ganz zu vernachlässigen. Bei der schrägen Absenkung kommt er jedoch bestimmt zur Wirkung und ist bei der Berechnung mit seiner vollen Größe einzusetzen. Auf der vorderen Wand lastet der Boden als aktiver Erddruck, während er auf die hintere Wand den Reaktionsdruck auf den Grundkörper ausübt und, wie oben dargelegt, die Werte für den aktiven Erddruck überschreitet. Im Fall des völligen Ausbleibens der Preßluft schneidet sich der Kasten mit den Wänden in den Boden so weit ein, bis die in den Arbeitsraum gedrunghenen und durch die Keilwirkung zusammengepreßten Bodenmengen imstande sind, die Last des Grundkörpers zu tragen. Die ungünstigste Annahme ist dann die, daß nur noch die neuen Kräfte S₁' und S₂' auf die Seitenwände wirken, und zwar unter dem Reibungswinkel δ' (Abb. 13). Die Aufgabe geht dann über in die Bestimmung der drei Unbekannten S₁', S₂' und E_h, wobei erstere beiden Kräfte nicht mehr parallel zueinander gerichtet sind. Die einfachste Lösung geschieht durch Ansetzen der Momente zur Bestimmung einer der drei Kräfte in bezug auf den Schnittpunkt der anderen beiden Kräfte. Die Hebelarme werden dabei aus der Zeichnung entnommen.

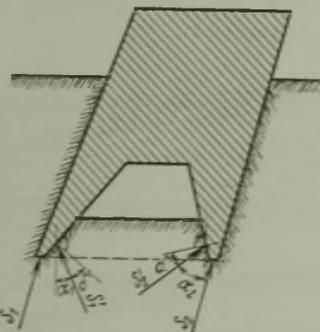


Abb. 13.

so weit ein, bis die in den Arbeitsraum gedrunghenen und durch die Keilwirkung zusammengepreßten Bodenmengen imstande sind, die Last des Grundkörpers zu tragen. Die ungünstigste Annahme ist dann die, daß nur noch die neuen Kräfte S₁' und S₂' auf die Seitenwände wirken, und zwar unter dem Reibungswinkel δ' (Abb. 13). Die Aufgabe geht dann über in die Bestimmung der drei Unbekannten S₁', S₂' und E_h, wobei erstere beiden Kräfte nicht mehr parallel zueinander gerichtet sind. Die einfachste Lösung geschieht durch Ansetzen der Momente zur Bestimmung einer der drei Kräfte in bezug auf den Schnittpunkt der anderen beiden Kräfte. Die Hebelarme werden dabei aus der Zeichnung entnommen.

VI. Wirkung der schrägen Absenkung auf benachbarte Fundamente.

Ist ein schräg abgesenkter Grundkörper bis kurz vor der Schlußsenkung in den Boden eingedrungen, so kann es zum Einleiten der Bewegung erforderlich werden, den Luftdruck in der Arbeitskammer zu ermäßigen. Hierdurch wird das Gleichgewicht im Untergrund gestört, und das Grundwasser dringt quellenbildend in den Arbeitsraum nach. Je feiner und dichter die Bodenbeschaffenheit ist, um so mehr wird das Wasser zurückgehalten, aber auch um so mehr drückt das Wasser auf den Boden und versucht ihn in seiner Bewegung mitzureißen. Treibsand z. B. dringt beim Abblasen von Druckluft schnell und in großen Mengen in den Arbeitsraum ein. Er fließt von allen Seiten zu, und dadurch wird der um den Senkkasten herum anstehende Boden gelockert. Um etwaige nachteilige Wirkungen auf bestehende Fundamente, die in der Nähe

schräg abzusenkender Körper stehen, voraussehen und rechtzeitig verhindern zu können, muß der Umkreis der Auflockerung bekannt sein.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß die schräge Absenkung in dieser Beziehung nicht ungünstiger dasteht als die lotrechte Absenkung. Als Beweis seien folgende Tatbestände in ihrer zeitlichen Reihenfolge angegeben:

In Christianstadt wurde der Wehrkörper unmittelbar neben dem bestehenden, auf Pfählen gegründeten Radhaus abgesenkt. Da die Pfähle und Spundwände wahrscheinlich bis zur Gründungssohle des neuen Wehres hinabgerammt waren und der Boden aus Kies mit Steinen bestand, waren keine Setzungen des Radhauses zu befürchten und sind auch nicht eingetreten.

Beim Neubau der Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate handelte es sich um den Ersatz einer alten Drehbrücke durch eine feste Brücke. Der Drehpfeiler war auf zwei Brunnen gegründet, von denen der größere im Arbeitsraum des einen Senkkastens abgebrochen wurde. Der andere Brunnen blieb dicht hinter der Rückenfläche des Widerlagers, und zwar mit seiner Gründungssohle rd. 1 m höher als die des Senkkastens stehen. Nachdem die Absenkung bis kurz vor das Ende ohne Zwischenfall durchgeführt war, mußte der Luftdruck im Senkkasten vermindert werden, und dabei drang feiner Sand in den Arbeitsraum. Bald war es nicht mehr möglich, ein weiteres Absenken zu veranlassen. Durch Sondierungen wurde festgestellt, daß sich der alte Brunnen gegen das neue Widerlager geneigt und sich dabei mit seiner scharfen Kante aus Granit derart in den Beton des neuen Widerlagers eingefressen hatte, daß letzteres nicht mehr weiter sinken konnte, ohne den alten Brunnen mitzunehmen. Es hat sich also hier eine beeinträchtigende Wirkung der Absenkung auf das allerdings unmittelbar daneben liegende alte Fundament herausgestellt.

Der östliche Übergangspfeiler für die „Hohe Brücke“ in Elbing wurde 7,5 m vom Scheffnerschen Wohnhause entfernt abgesenkt (Abb. 4 links). Das fragliche Gebäude war im Erdgeschoß massiv, darüber in Holzfachwerk errichtet, bestand aus Erdgeschoß, erstem und zweitem Geschoß und hatte vor etwa 20 Jahren ein weiteres Stockwerk erhalten. Die Untersuchung der Fundamente ergab eine Pfahlrostgründung, die aber nicht überall nachweisbar, also von äußerst zweifelhaftem Werte war. Da der Untergrund aus reinem Treibsand bestand, konnte eine ungünstige Einwirkung auf das Haus eintreten. Es wurde darum während der eigentlichen Absenkung von seinen Bewohnern geräumt und durch starke Stützen abgefangen. Höhenmarken dienten zur Beobachtung von Senkungen und Gipsbänder zur Kenntlichmachung von Rissen. Die durch den Magistrat der Stadt Elbing ausgeführten Messungen zeitigten das Ergebnis keinerlei Bewegungen an dem gefährdeten Hause, so daß dieses nach der Absenkung wieder bezogen werden konnte.

Noch ungünstiger lagen die Verhältnisse beim westlichen Übergangspfeiler (Abb. 4 rechts). Der Senkkasten hierfür wurde nur 1,5 m von der „Alten Börse“ entfernt abgesenkt, einem zweistöckigen Holzfachwerkbau, dessen oberes Geschoß Verkaufsräume einer Eisenhandlung enthielt und dessen unteres Geschoß zur Lagerung von Kleineisenzeug diente. Das Haus steht auf einem Pfahlrost, von dem sich die Länge der einzelnen Pfähle nicht feststellen ließ. Dicht neben der „Alten Börse“ herausgezogene Pfähle der alten Brücke gaben zu vermuten, daß die Spitzen etwa auf den Ordinaten — 7,50 bis 8,90 unter NN standen. Da der Übergangspfeiler bis — 10,50 abgesenkt werden mußte, wurde die dem Senkkasten zunächst stehende Pfahlreihe durch schwere Walzträger entlastet, die auf tief eingeschlagenen Pfählen abgestützt waren. Durch die angestellten Messungen und Beobachtungen konnten keinerlei Bewegungen des Hauses oder einzelner Pfähle festgestellt werden.

Diese günstigen Ergebnisse ließen es beim Neubau der Straßenbrücke in Schwedt unbedenklich erscheinen, das linke Widerlager ohne besondere Sicherungsmaßnahmen abzusenken, obgleich der Untergrund Schichten aus Sand enthielt, der bei Störung des Gleichgewichts im Untergrunde zu treiben beginnt, und obgleich die benachbarten Häuser recht ungünstig zum Senkkasten standen (Abb. 3 u. 8 des erwähnten Aufsatzes von Kaumanns). Die Absenkung hatte, wie vorauszusehen war, keinerlei Veränderungen an den Gebäuden zur Folge.

Die Beobachtungen haben gezeigt, daß sich der Boden, der bei Verminderung des Luftdrucks unter den Schneiden hindurch in den Arbeitsraum treibt, genau so verhält, wie ein Material, das aus Silozellen abgezapft wird. Der Boden strömt nicht von den Seiten her zusammen, sondern fällt von oben wie durch einen Schacht herunter. Diese Erscheinung bedeutet eine große Sicherheit für die in der Nähe der abzusenkenden Grundkörper stehenden Fundamente.

VII. Weitere Anwendungen der schrägen Absenkung.

In Abb. 1 bis 4 sind typische Anwendungen der schrägen Absenkung für den Bau von Ufermauern, Wehren und Brückenwiderlagern dargestellt. Im folgenden seien noch einige Beispiele angegeben, die zeigen, daß sich die schräge Absenkung auch den verschiedensten Verhältnissen anzupassen in der Lage ist und überall dort mit Erfolg angewendet werden kann, wo es sich um Übertragung von wagerechten Kräften auf unter Wasser liegenden Baugrund handelt.

In Abb. 14 ist der Querschnitt einer Ufermauer dargestellt, die die Forderung erfüllt, daß die Vorderwand auf 8 m Höhe senkrecht steht, um freien Raum für die anliegenden Schiffe zu geben. Die Wand besitzt oben eine wagerechte eisenbewehrte Platte, die alle 5 m durch eine Rippe unterstützt ist. Die größte Bodenpressung ist trotz der geringen Senkkastenbreite von 4 m beim ungünstigsten Fall nur 3,1 kg/cm². Die Rippe geht durch die eigentliche Wand hindurch bis zur Ebene der Senkkastenrückwand. Ihre landseitige Fläche dient als Leitwand bei der eigentlichen Absenkung. Diese Flächen genügen gegenüber der meist vorhandenen vollen Rückwand, weil der passive Erdwiderstand nur zum Teil ausgenutzt wird. Auch braucht die Rippe nicht bis zur Ober-

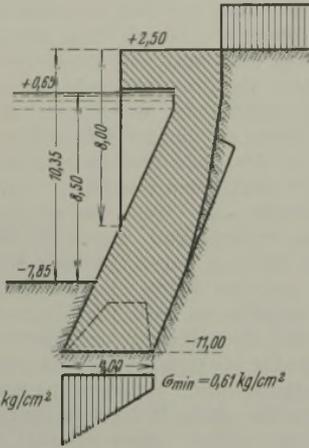


Abb. 14.

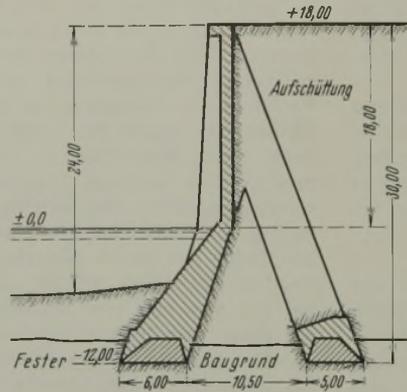


Abb. 15.

In Abb. 15 ist der Entwurf für eine Stützmauer in Bockkonstruktion gezeichnet, die dem Druck einer 24 m hohen Erdwand standzuhalten hat. Zur Ersparnis an Betonmassen und Gewicht ist die Mauer aufgelöst, nur eine 1 m starke Wand, der unter Wasser liegende Teil des Druckkörpers und der Senkkasten des Zugkörpers gehen über die Felder durch. Die Tragrippen der Mauer, die auf der Wasserseite liegen, durchdringen die Wand und sind bis zu ihrer Verbindung mit den Zugrippen fortgesetzt. Letztere verbinden die Mauer mit dem als Erdanker wirkenden Senkkasten.

Abb. 16 zeigt eine Bockkonstruktion als Verankerungspfeiler für eine weitgespannte Hängebrücke. Einer Beschreibung bedarf die Zeichnung nicht. Man sieht es ihr an, daß das Bauwerk trotz verhältnismäßig

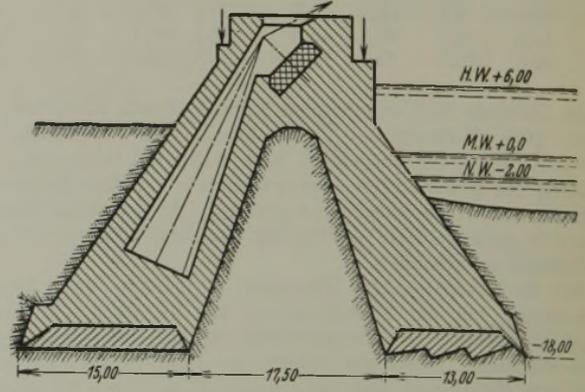


Abb. 16.

fläche der Absenkebene zu reichen. Unbedingt erforderlich ist bei diesem Entwurf jedoch eine genaue Festlegung der Gründungstiefe vor dem Beginn der Absenkung.

Ganz neue Möglichkeiten erschließt die schräge Absenkung dadurch, daß sie gestattet, zwei Grundkörper in der Weise abzusenken, daß ihre oberen Teile zusammenstehen und miteinander verbunden werden, während ihre Füße nach unten hin auseinanderstreben. Es entsteht auf diese Weise ein Bock, von dem der eine Körper auf Druck und der andere Körper auf Zug beansprucht werden kann. Hierdurch wird ermöglicht, wagerechte Kräfte aufzunehmen, ohne daß gleichzeitig nach unten gerichtete äußere Kräfte auftreten.

geringer Betonmassen wuchtig dasteht und dem Tragseil einen sicheren Halt zu geben vermag.

In Abb. 17 endlich ist der Längsschnitt durch eine Brücke gezeichnet, und zwar einmal bei Absenkung der beiden Hauptpfeiler auf je einen großen Senkkasten, und darunter bei Ausbildung derselben Pfeiler als Böcke. Während die erstgenannte Pfeilerform als Bauzustand wohl den einseitigen Schub des großen Mittelbogens, nicht aber den des Seitenbogens allein zuläßt, ist die Bockkonstruktion für beide Bauzustände standfest. Außerdem ergab eine für diesen Entwurf aufgestellte Preisermittlung eine erhebliche Kostenersparnis bei Ausführung der Bockkonstruktion.

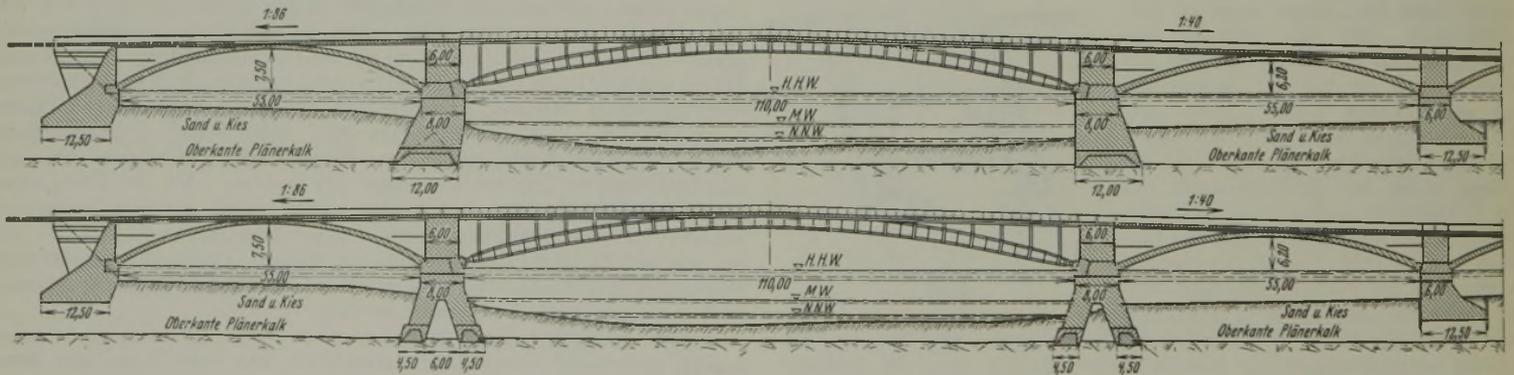


Abb. 17.

Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone.

Alle Rechte vorbehalten.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig.)

Von Dipl.-Ing. Chr. Keutner, Danzig - Langfuhr.

I. Die gebräuchlichsten Abflußgleichungen für vollkommene und unvollkommene Überfälle von Wasser über Wehrkörper.

Der vollkommene Überfall.

Die in der Praxis ausschließlich benutzte Abflußgleichung für vollkommene Überfälle ist die Weisbachsche Gleichung:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \sqrt{2g} [(h+k)^{3/2} - k^{3/2}].$$

Mathematisch ist die Gleichung einwandfrei. Zu der gesuchten Wassermenge Q tritt ein Verkleinerungsbeiwert μ , da sich ergab, daß sich die tatsächliche und die mathematisch errechnete oft bis zu 40% voneinander unterscheiden.

Prof. Winkel wies in einem Aufsatz in der „Bautechnik“ 1928, Heft 49, darauf hin, daß dem μ -Beiwert nicht Reibungsbedingungen, die von verschiedenen Hydraulikern angenommen werden, zugrunde liegen, sondern daß dieser μ -Wert durch Schwerkraftwirkungen (Beschleunigungen) und Raumforderungen (Quergeschwindigkeiten) bedingt wird. Ein Wehr mit messerscharfer Krone müßte, da die Reibung an der Krone gleich Null gesetzt werden kann, den absolut größten μ -Wert ergeben. Tatsächlich treten bei dieser Wehrform die kleinsten μ -Werte auf. Eine Darstellung: μ als Funktion der Reynold'schen Zahl ($v \cdot t \cdot \rho$) ist deshalb ergebnislos. Der Beiwert μ wurde als ein Flächenverhältnis erkannt, das durch die Schwerkraftbeschleunigungen hervorgerufen wird, die die Absenkung des Oberwasserspiegels h auf die zunächst noch unbekannte Höhe h' bewirken (Abb. 1). Aus der Erkenntnis der tatsächlichen Art des μ -Beiwertes läßt sich nun leicht die Modellähnlichkeit, die von verschiedenen Forschern festgestellt wurde, erklären. Das Flächenverhältnis zwischen der theoretischen und der tatsächlichen Q -Fläche (s. unter II.) ist im Modell und bei dem ausgeführten Bauwerk, ähnliche Wehrkronenausbildung vorausgesetzt, bei einer bestimmten Überströmungshöhe vollkommen gleich.

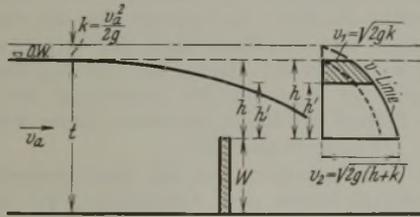


Abb. 1.

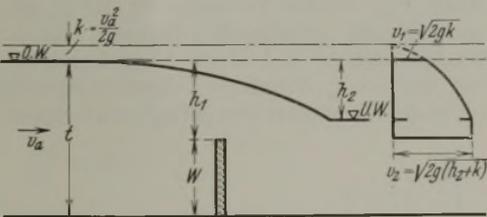


Abb. 3.

Um festzustellen, ob die Torricellische Gleichung: $v = \sqrt{2gh}$ beim Abfluß über Wehrkörper ihre Gültigkeit in der Weisbachschen Form überhaupt beibehält, wurde sie in der allgemeinen Form:

$$Q = A h^{3/2}$$

näher untersucht. Da diese Beziehung tatsächlich bestehen bleibt, könnte man, wenn man h' als Funktion einer anderen bestimmbareren Größe er-

mittelt hat, mit der Weisbachschen Gleichung weiterrechnen und nur an Stelle von h den Wert h' setzen:

$$Q = b \int_0^{h'} h' \cdot \sqrt{2g(h+k)} \cdot dh'.$$

In der Weisbachschen Gleichung wird der mittleren Ankunfts-geschwindigkeit des Wassers v_a ($v_a = \frac{Q}{b \cdot t}$) vor dem Wehreinbau dadurch Rechnung getragen, daß sie in ihrer entsprechenden Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v_a^2}{2g}$ als Zusatzhöhe eingesetzt wird. Bei dieser Darstellung geht

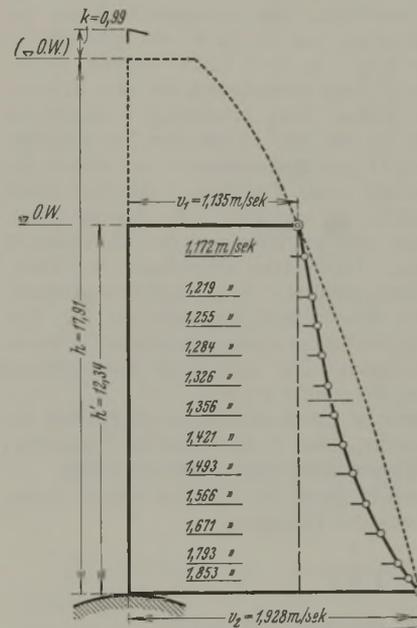


Abb. 2. $Q = 113,4 \text{ l/sek}$

man von der ursprünglichen Energielinie aus (Abb. 1). Die Geschwindigkeitsparabel rückt um k von der theoretischen Überströmungshöhe h nach oben; dadurch erhalten sämtliche Geschwindigkeitsordinaten einen Zusatz von v_k . Die Richtigkeit dieser Annahme wird bestätigt durch die Versuchsergebnisse, denn die dort gefundene v -Linie schneidet die um k nach oben verschobene Geschwindigkeitsparabel im Absenkungspunkte h' und im allgemeinen in der Wehrkrone (s. Abb. 2). Ist es auch angängig, den k -Wert bei kleinen Geschwindigkeiten zu vernachlässigen, so führt die Außerachtlassung bei größeren Geschwindigkeiten zu ganz beträchtlichen Unterschieden der v -Linie und damit der Q -Fläche, wie aus Abb. 1 leicht zu ersehen ist.

Der unvollkommene Überfall.

Man berechnet den sogenannten unvollkommenen Wasserabfluß über ein Wehr in der Regel nach der Gleichung (Abb. 3):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_1 \cdot b \sqrt{2g} [(h_2+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 (h_1 - h_2) b \sqrt{2g} (h_2+k).$$

Die Gleichung enthält nach den vorhergegangenen Überlegungen außer der gesuchten Wassermenge noch zwei unbekannte Werte, für jeden Summanden einen Verkleinerungsbeiwert μ_1 bzw. μ_2 , die aber unbestimmbar sind. Wie die Versuche beweisen, ist eine Bestimmung eines neuen gemeinsamen Beiwertes α an Stelle von μ_1 und μ_2 nicht möglich, da er in den Grenzen 0,7 — 1,2 liegen kann.

Ein Überfall wird als vollkommen bezeichnet, wenn der Unterwasserspiegel unter der Wehrkrone liegt, das Wasser entweder in ein Sturzbett abfällt oder unterhalb des Wehres sich, wie bei den Versuchen, in schießender Bewegung befindet. Beim unvollkommenen Überfall liegt

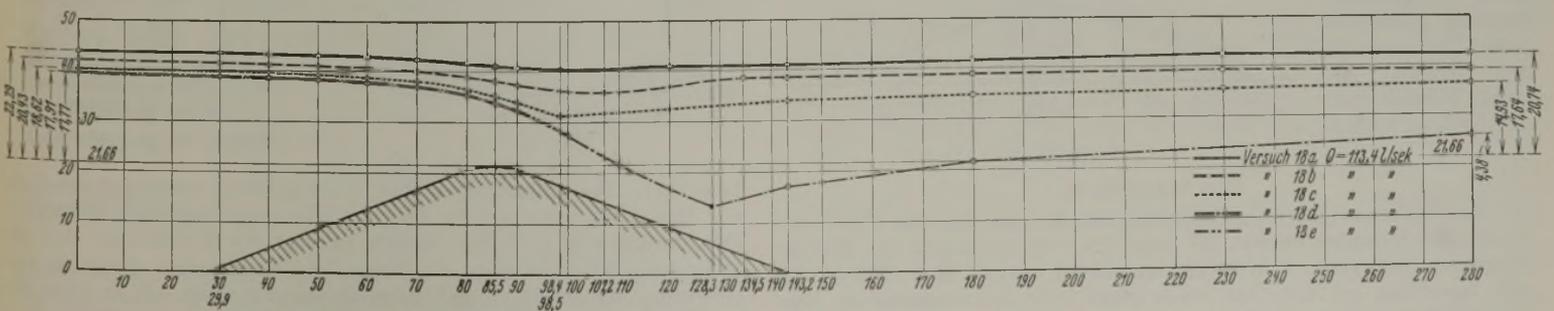


Abb. 4.

der Unterwasserspiegel höher als die Wehrkrone. Bazin unterschied bereits zwei Abflußformen des unvollkommenen Überfalls (Forchheimer). Im ersten Falle zeigt der abfließende Strahl dieselbe Absenkung wie der des vollkommenen Überfalls, nur wird der Fuß von dem zurückfließenden Unterwasser bedeckt (Abb. 4) (Tauchstrahl). Im zweiten Falle strömt der abfließende Strahl wellenförmig über den Wehrkörper hinweg (Abb. 4). Beide Abflußerscheinungen haben eines gemeinsam: Legt man durch die Wehrkrone in der Flußrichtung eine Tangente parallel zur Flußsohle, so bleibt diese überall unterhalb der Wasseroberfläche, was als das bezeichnende Merkmal des unvollkommenen Abflusses angesehen werden kann. Zwischen den beiden bekannten Überfallarten gibt es eine Übergangserscheinung vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall. Der Unterwasserspiegel liegt zwar höher als die Wehrkrone wie beim unvollkommenen Überfall, der abfließende Strahl senkt sich aber noch unter die Wehrkrone ab (Abb. 4). Der Anstieg vom tiefsten Punkte der Absenkung bis zum Unterwasserspiegel vollzieht sich nicht in Form eines Wassersprunges, sondern geht allmählich vor sich. Durch die Versuchsergebnisse wird gezeigt, daß sich diese Abflußart weder nach der einen noch nach der anderen bekannten Abflußerscheinung berechnen läßt.

II. Die Versuchseinrichtung.

Die hydraulische Rinne.

Die nachstehend behandelten Wehrversuche wurden in der hydraulischen Rinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig im Sommer 1928 ausgeführt. Die hydraulische Rinne hat bei einer für Versuche nutzbaren Länge von rd. 24 m und einer Breite von 0,65 m ein Sohlengefälle von 1:∞. In dem 1,24 m starken Betonfundament der Sohle sind kräftige U-Eisen einbetoniert, die den Rahmen für die beiderseitigen Glaswände bilden. Eine zweiseitige Beobachtung der Abflußvorgänge in der Rinne ist auf eine Länge von 7 m möglich. Der Glasrahmen wird oben von U-Eisen abgeschlossen, auf denen die Schienen für einen Meßwagen befestigt sind. Das Wasser fällt von einem Hochbehälter in einen Wasserkasten, der zur ersten Beruhigung dient. Ein Satz hölzerner Beruhigungsiebe läßt das Wasser in den für Versuche brauchbaren Fließzustand gelangen. Das Wasser durchfließt die Rinne, bis es zu einem, mit einem Zylinderschützen verschließbaren Absturzschaft gelangt. Dieser führt das Wasser dem Rücklaufkanal zu. Ehe es in den Pumpensumpf abstürzt, überströmt es einen dreiteiligen Thomsonüberfall und gelangt in den Eickkasten. Die abfließende Wassermenge kann darin bis auf 1/10 l/sek genau festgestellt werden.

Um den jeweiligen Wasserstand in einem beliebigen Querschnitt der Rinne zuverlässig feststellen zu können, sind 11 Anzapfstellen vorhanden, die durch Gummischläuche mit Wasserstandsrohren verbunden sind.

Auf Grund von rd. 60 Versuchen wurde für die hydraulische Rinne der Eytelwein-Chezy'sche C-Wert aus der Gleichung:

$$C = \frac{v}{\sqrt{R J}}$$

ermittelt.

Die Untersuchung ergab einen mittleren C-Wert von:

$$C = 88 \cdot (v R)^{1/6}$$

Die Feinmeßeinrichtung.

Zur genauen Feststellung der Absenkungskurve, der Ober- und Unterwasserspiegelhöhen wurde ein Spitzenmesser benutzt, der eine Ablesung auf 1/10 mm ermöglicht. Der Spitzenmesser wurde auf einem Wagen eingehängt, der auf den schon erwähnten Schienen der Oberkonstruktion des Rahmens der Rinnenwände läuft. Dadurch wurde eine Verschieblichkeit des Instruments in der Rinnenlängsachse und in der Querachse erzielt. Die genaue wagerechte Lage der Schienenoberkante wurde, da die Schienen durch Stellschrauben beweglich sind, nach dem ruhenden Wasserspiegel hergestellt.

Das Wehrmodell.

Nach längeren Vorversuchen an zwei verschiedenen Wehrformen wurde eine Art Dachwehr mit einer Anlauf- und Ablaufneigung von rd. 1:2,5, und einer abgerundeten Wehrkrone, gewählt (Abb. 5). Die Höhenlage der Wehrkrone wurde durch eingehende Messung während jeder Versuchsreihe neu bestimmt; sie wurde 21,66 cm über der Sohle gefunden.

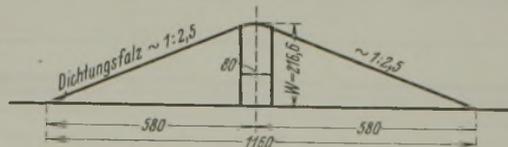


Abb. 5.

Die Stauröhre.

Zur Bestimmung der Geschwindigkeitsverteilung über der Wehrkrone wurde eine Stauröhre benutzt, die nach den Untersuchungen der Berliner Versuchsanstalt (vergl. R. Winkel, Stauröhren usw., V. D. I. 1923 Nr. 23) sehr zuverlässig arbeitet. Sie wurde gleich dem Spitzenmesser an einer senkrecht-beweglichen Skala befestigt, die eine Ablesung auf 1/10 mm

in der betreffenden Höhenlage ermöglichte. Außerdem wurde die Stauröhre in dem über der Rinne beweglichen Wagen eingehängt, so daß Messungen in der Richtung der Längsachse der Rinne und quer zu dieser vorgenommen werden konnten. Sämtliche aufgetragenen Werte der Geschwindigkeitskurve (kurz v-Linie) wurden in der Mitte der Rinne, also 65/2 cm von jeder Glaswand entfernt, abgelesen. Außerdem wurden in den Drehtelpunkten der Breite in den gleichen Höhenlagen Ergänzungsmessungen vorgenommen. Ihre Auswertung ergab eine volle Übereinstimmung in dem Verlauf der v-Linie mit dem der Mittelmessung.

Für die benutzte Stauröhre waren in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau folgende Eichergebnisse gefunden: Bei einer Neigung der Stauröhre zur Stromrichtung von

$$\begin{aligned} 0^\circ \text{ ist } v &= 4,45 \cdot \sqrt{\Delta h} \\ 10^\circ \text{ „ } v &= 4,32 \cdot \sqrt{\Delta h} \\ 20^\circ \text{ „ } v &= 4,45 \cdot \sqrt{\Delta h}, \end{aligned}$$

wobei der Wasserstandsunterschied Δh in beiden Glasröhren in m einzusetzen ist. Die Genauigkeit und Handlichkeit der Stauröhre führte zu sehr befriedigenden Ergebnissen. Die Grenzen des Meßbereiches liegen in diesem Falle bei 4 mm über Wehrkrone und annähernd 1,5 cm unter Wasserspiegel; in einer höheren Lage liegt die Gefahr nahe, daß Luft angesaugt wird. Von selbst dem kleinsten hydrometrischen Flügel können diese Grenzen nicht erreicht werden. Die neu gefundene v-Linie schneidet im Absenkungspunkte h' und im allgemeinen in der Wehrkrone die theoretische Geschwindigkeitsparabel (Abb. 2 u. 7). Die Feststellung, daß beim vollkommenen Überfall im allgemeinen in der Höhe der Wehrkrone sich die theoretisch bestimmbare Geschwindigkeit unvermindert vorfindet, darf als Beweis gelten, daß die Strömungen im Überfallstrahl von Reibungswirkungen nur in verschwindend geringem Maße beeinflusst werden.

III. Der vollkommene Überfall.

Ermittlung einer neuen Abflußgleichung.

Bei der Untersuchung des vollkommenen Überfalles wurde zunächst von der eingangs genannten Weisbach'schen Gleichung ausgegangen.

Stellt man die Geschwindigkeiten für jede Druckhöhe h in einem bestimmten Maßstabe als Ordinaten dar, dann ist die Begrenzung eine quadratische Parabel. Multipliziert man die Fläche mit der Wehrbreite b, dann erhält man den Rauminhalt des theoretischen Abflußkörpers. Allgemein kann man die Fläche, die von den Ordinaten und dem Parabelstück gebildet wird, für die Darstellung der Wassermenge Q, bezogen auf die Einheit der Breite, benutzen, daher wird diese Fläche im folgenden als Q-Fläche bezeichnet.

Die Auswertungen und die Berechnungsweisen der nachstehenden Ermittlungen folgen den Anregungen, die der Verfasser von Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Winkel erhielt. Die Untersuchung erstreckt sich nun auf das Flächenverhältnis der theoretischen Q-Fläche (F_t) und der tatsächlichen (F_v). Dieses Verhältnis ist der in der Weisbach'schen Gleichung vorkommende unbekannt μ-Beiwert. Durch den Versuch konnte die Wassermenge Q, Wehrbreite b, unabgesenkte Oberwasserspiegelhöhe h und die aus v_a berechnete Geschwindigkeitshöhe k bestimmt werden. v_a wurde als mittlere Ankunfts geschwindigkeit aus der Gleichung

$$v_a = \frac{Q}{b t}$$

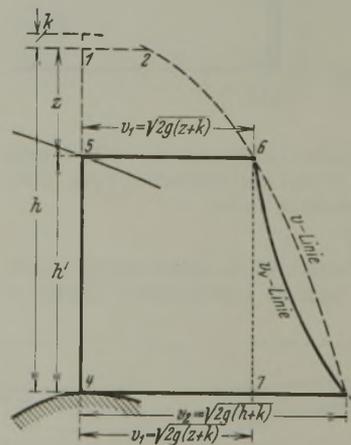


Abb. 6.

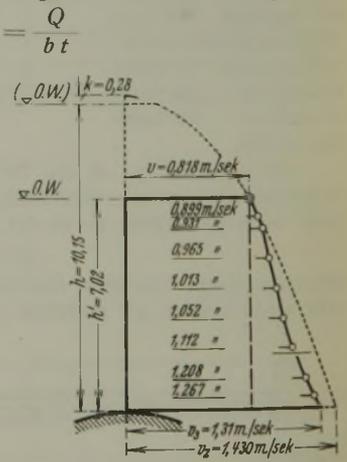


Abb. 7. Q = 48,4 l/sek

berechnet. Die senkrechte Ordinate h der Q-Fläche vermindert sich durch die Absenkung um z auf die über der Wehrkrone tatsächlich vorhandene Durchflußhöhe h' (Abb. 6). Sonach ist über der Wehrkrone statt der Q-Fläche 1 2 3 4 nur mehr die Fläche 5 6 3 4 vorhanden. Durch die Geschwindigkeitsmessungen in diesem Querschnitt ergab sich an Stelle der theoretischen v-Linie eine neue v_v-Linie, die im allgemeinen die ursprüng-

liche in den Punkten 6 und 3 schneidet. Daß es sich bei den Geschwindigkeitsablesungen nicht um Meßfehler handelt, beweist das Einfügen der einzelnen Werte in eine Kurve bei sämtlichen Versuchen (Abb. 2 u. 7). Das Ergebnis der Versuche kann wie folgt zusammengefaßt werden:

Die Torricellische Gleichung bleibt bestehen 1. im Punkte, in dem der abgesenkte Wasserspiegel den Kronenquerschnitt schneidet, und 2. bei größeren Überströmungshöhen an der Wehrkrone.

In Punkt 5 besitzt das Wasserteilchen eine Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2g(z+k)}$, worin z = Absenkung und in Punkt 4: $v_2 = \sqrt{2g(h+k)}$.

Ist es nun möglich, h' als Funktion irgend einer sofort bestimmbar Größe auszudrücken, dann kann die Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2g(z+k)}$ ohne weiteres berechnet werden, da $z = h - h'$.

Die tatsächliche Q -Fläche $56 v_0 34$ (bzw. F_v) kann als Summe aus einem Rechteck $h' \cdot [v_1 = \sqrt{2g(z+k)}]$ (bzw. F_m) und einer Fläche $6 v_0 37$ angesehen werden. Das Verhältnis $\frac{F_v}{F_m}$ wurde für alle Versuche ermittelt und mit „ m “ bezeichnet.

$$F_v = m F_m.$$

Der Wert m zeigte sich für alle Versuche annähernd konstant. Der Mittelwert wurde als $m = 1,258$ bestimmt.

Die tatsächliche Q -Fläche kann demnach berechnet werden:

$$F_v = m [\sqrt{2g(z+k)} \cdot h']; \quad z = h - h'$$

$$F_v = m [\sqrt{2g(h+k-h')} \cdot h'].$$

Die abfließende Wassermenge Q bei einer Wehrbreite b wird:

$$(1) \quad Q = b m [\sqrt{2g(h+k-h')} \cdot h'].$$

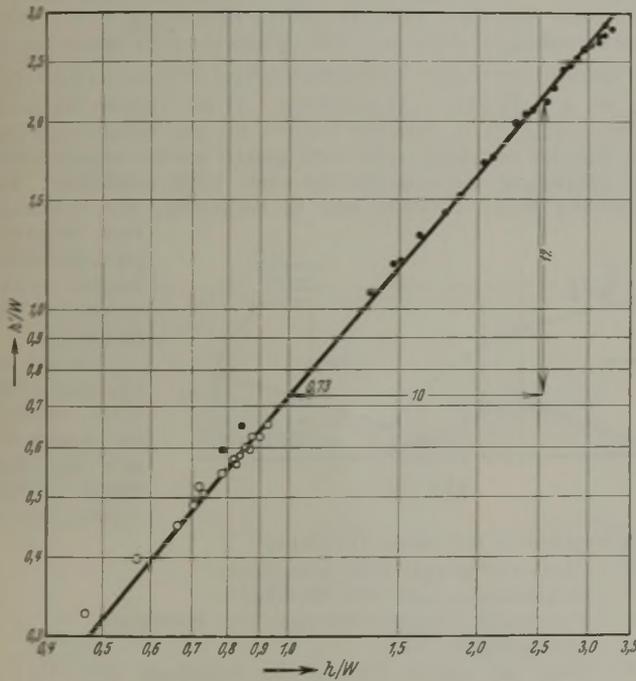


Abb. 8.

Diese Gl. 1 enthält nur einen Wert h' , der in der Praxis nicht sofort festgestellt werden kann. Es ist deshalb notwendig, den noch unbekannt Wert h' in Beziehung zum noch nicht abgesenkten Oberwasserspiegel h zu bringen. Rehbock wies in seinen Veröffentlichungen bereits darauf hin, daß der Abflußbeiwert μ auch von der Wehrhöhe w abhängig ist. Das Verhältnis $\frac{h}{w}$ sei mit „ n “ bezeichnet. Da bei den Versuchen in der hydraulischen Rinne stets $n < 1$ war und durch eine größere Wassermenge der Oberwasserspiegel nicht erhöht werden konnte, mußten Ergänzungsversuche an einem rd. 3,0 cm hohen ähnlichen Wehrmodell vorgenommen werden. Um beide Wehrhöhen auf ein Wertverhältnis zu bringen, mußte an Stelle von:

$$h' = f(n)$$

die Funktion

$$\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h}{w}\right)$$

gesetzt werden. Dadurch kann aber die gefundene Gleichung auf alle Höhen eines modellähnlichen Wehres angewandt werden. Es wurde gesetzt:

$$\frac{h'}{w} = A n^\alpha$$

$$h' = A n^\alpha w$$

worin A einen Wert auf der $\frac{h'}{w}$ -Ordinate und α den Exponenten der Geraden darstellt.

A wurde zu 0,73 und α zu 1,2 ermittelt (Abb. 8). Dann ist:

$$\frac{h'}{w} = 0,73 \left(\frac{h}{w}\right)^{1,2}$$

$$h' = 0,73 h \sqrt[5]{\frac{h}{w}}$$

Gl. 1 lautet allgemein:

$$(2) \quad Q = m b \sqrt{2g(h+k - A n^\alpha w)} A n^\alpha w;$$

mit den gefundenen Werten:

$$(3) \quad Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 4,067 b h \sqrt[5]{\frac{h}{w}} \sqrt{h+k - 0,73 h \sqrt[5]{\frac{h}{w}}}$$

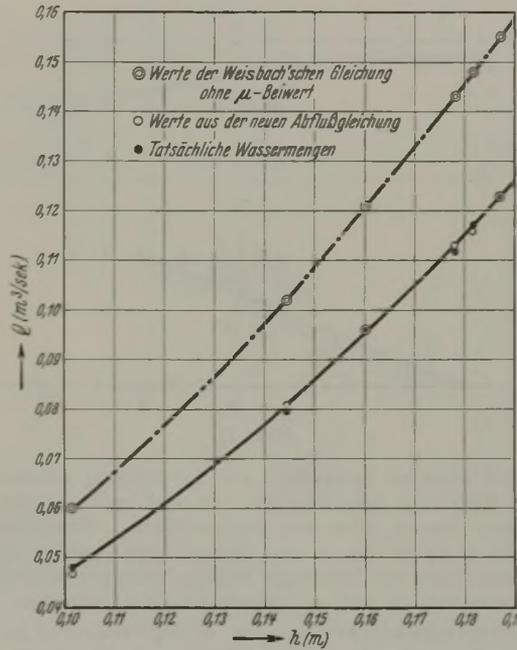


Abb. 9.

In dieser Gl. 3 kommen keine willkürlichen Beiwerte vor, so daß die Wassermenge Q aus den leicht bestimmbar Größen h , b , k und w berechnet werden kann. Die sehr gute Übereinstimmung der mit dieser Gleichung berechneten Wassermengen mit den tatsächlichen zeigt Abb. 9. Die Berechnung des 5. Wurzelwertes kann leicht umgangen werden durch logarithmische Auftragung der Geraden $A n^\alpha$.

Nähere Untersuchung des Weisbachschen μ -Beiwertes.

Das Verhältnis der theoretischen Q -Fläche (F_t) 1234 und der tatsächlichen $56 v_0 34$ (F_v) stellt den μ -Beiwert der Weisbachschen Gleichung dar. In den Auswertungen sind die beiden μ -Werte, die aus der W.schen Gleichung und aus den Versuchen gewonnen wurden, gegenübergestellt. Der berechnete Wert war aus 19 Gleichungen im Mittel: $\mu = 0,7363 \approx 0,736$ und der durch die Versuche gefundene $\mu_v = 0,7357 \approx 0,736$.

Diese Übereinstimmung kann wohl befriedigen, wenn man bedenkt, daß jeder Wert mit unvermeidlichen Ablesefehlern behaftet ist.

Der μ -Beiwert setzt sich, wie aus Abb. 6 zu erkennen ist, aus zwei Teilen zusammen: erstens einer Querschnittsverkleinerung und zweitens einer Verminderung der Geschwindigkeit.

Eine rechnerische Zerlegung in die einzelnen Teile ist aber nicht möglich.

Erklärung der Abflußvorgänge durch die Querschnittstheorie.

Bei einem Wehreimbau (Abb. 10) hat man bis kurz vor dem Bauwerk eine Staustrecke mit einem Spiegelgefälle J_1 , einer Wassertiefe t_1 im Querschnitt I und in II t_2 und den dadurch bedingten mittleren Geschwindigkeiten v_1 und v_{11} . In dieser Staustrecke wird $\frac{dt}{dx}$ positiv und $\frac{dv}{dx}$ negativ. Im Querschnitt III hat sich die Wassertiefe durch die Anlaufstrecke zur Wehrkrone auf t_3 vermindert. Dann wird $\frac{dt}{dx}$ negativ und $\frac{dv}{dx}$ positiv. Die Wasserteilchen erfahren in der Strecke II—III eine Beschleunigung. Diese erfordert eine Verstärkung des Spiegelgefälles auf J_2 . Unter Spiegelgefälle in der Absenkungskurve ist der Höhenunterschied zweier um Δx voneinander entfernter Querschnitte zu verstehen. ($\Delta x = dx$ wird J_2 -Tangente an die Kurve.) Da die Absenkung des Oberwasserspiegels auch

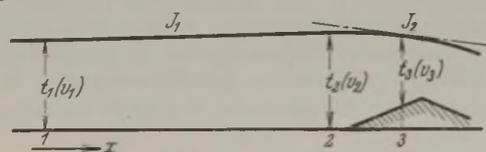


Abb. 10.

bei Wehren ohne Anlaufstrecke festgestellt wurde, kann man diese Erscheinung kurz nach dem Bernoulli-Satz erklären: Für jedes Wasserteilchen bleibt die Summe aus Druckhöhe, Meereshöhe, Verlusthöhe und Geschwindigkeitshöhe unveränderlich. Die Wassergeschwindigkeiten werden bei der Annäherung an das Wehr beschleunigt. Der hydraulische Druck des Wassers nimmt in demselben Maße ab; das bewirkt eine Absenkung der Wasseroberfläche von h auf h' und dadurch eine Querschnittsverminderung.

In einem Querschnitt $a-a$ (Abb. 11) der Anlaufstrecke des Wehres, in der bereits die ganze Wassermasse eine Beschleunigung erfahren hat, besitzt das Wasserteilchen 1 eine wagerechte Geschwindigkeit v_{w1} . Durch die Absenkung des Wasserspiegels um Δh_1 , gegenüber der Höhe des vorher durchflossenen Querschnitts, sind sämtliche über dem Wasserteilchen 1. strömende Teilchen um ein gewisses Maß Δh_x niedergesunken. Da dieses Absenken um Δh_x nicht treppenförmig stattfinden wird, haben die Teilchen zwangläufig ihre wagerechte Geschwindigkeit aufgeben müssen und bewegen sich nun schräg nach abwärts¹⁾. Im Punkte 1 stoßen sie auf ein Wasserteilchen, das die ursprüngliche wagerechte Geschwindigkeit noch besitzt. Sie bewirken, daß sich v_{w1} in zwei Komponenten zerlegt, in v_{s1} , das von dem Druck der über 1 strömenden Teilchen abhängig ist, und in v_1 , in dessen Richtung sich Teilchen 1 fortbewegen wird. Auf diese Art entsteht eine lotrechte Quergeschwindigkeit, die wiederum auf die wagerechte Geschwindigkeit der unterhalb 1 befindlichen Wasserteilchen hemmend wirkt.

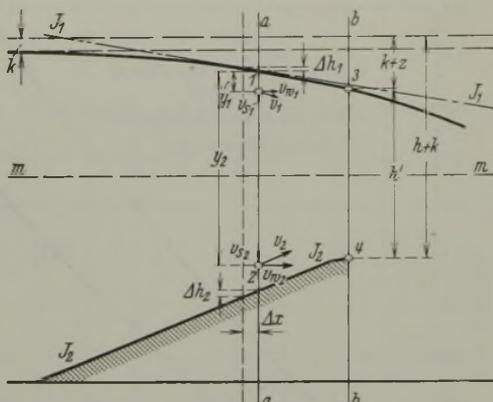


Abb. 11.

Das Wasserteilchen 2 kann als Spiegelbild von 1 betrachtet werden. Die Sohle, in diesem Falle die Anlaufstrecke, hat sich vom vorher durchflossenen Querschnitt bis zu $a-a$ um Δh_2 gehoben. Sämtliche Wasserteilchen unterhalb 2 haben durch das zwangläufige Aufsteigen, das aber auch vor einem Wehr mit lotrechten Wänden stattfinden muß, Quergeschwindigkeiten erhalten, die auf v_{w2} einwirken. Wasserteilchen 2 erhält dadurch eine Quergeschwindigkeit v_2 , die schräg nach oben gerichtet ist. v_2 wirkt auf die wagerechten Geschwindigkeiten der darüber strömenden Wasserteilchen, die wie im Falle 1 ungleiche Geschwindigkeiten besitzen, hemmend ein. Da hier $J_1 < J_2$ (J als Neigung aufgefaßt), ist hier auch $\Delta h_1 < \Delta h_2$. Dies hat zur Folge, daß die Störung durch die Quergeschwindigkeiten im unteren Teil des Querschnitts größer ist als im oberen. Verschiebt man den Schnitt $a-a$ allmählich nach $b-b$, so wiederholt sich ständig der eben beschriebene Vorgang. Über dem Wasserteilchen 3 (Absenkungspunkt) befindet sich nur Luft. Es behält aus diesem Grunde seine ursprüngliche Geschwindigkeit bei. Ebenso verhält es sich mit Wasserteilchen 4. Unter ihm befindet sich keine Quergeschwindigkeit, die auf v_{w4} hemmend wirken könnte.

Auf diese Weise kann man sich die gefundene v_v -Linie erklären, in der höchstens nur die beiden Grenzwerte mit den zu erwartenden Geschwindigkeiten übereinstimmen. Die größten Abweichungen von der ursprünglichen v -Linie liegen ungefähr in $1/3 h'$.

Aus der Tatsache, daß die Störungen bei dem untersuchten Wehrmodell unter $m-m$ größer sind als darüber, kann man folgendes schließen: Der hemmende Einfluß der Quergeschwindigkeiten nimmt mit wachsender Steigung der Anlaufstrecke bzw. der Wasserbahnen zu. Die Krümmung der v_v -Linie müßte sonach von der Ausbildung der Wehrkrone abhängig sein.

Bei abnehmender Wassermenge verringern sich die Geschwindigkeit der einzelnen Wasserteilchen und das Oberflächengefälle. Im Absenkungspunkte bleibt wie bei größeren Überströmungshöhen die Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2g(z+k)}$ erhalten. Die durch das verminderte Oberflächengefälle hervorgerufenen lotrechten Quergeschwindigkeiten sind kleiner als bei großen Wassermengen. Die v_v -Linie nähert sich in ihrem obersten Teil der theoretischen Parabel (Abb. 7). Das Sohlengefälle J_2 (Abb. 11) bzw. die Richtung der aufsteigenden Wasserbahnen ist aber unverändert geblieben. Die lotrechten Quergeschwindigkeiten sind in diesem Falle im Verhältnis zu den geringen wagerechten Geschwindigkeiten der Wasserteilchen so groß, daß an der Wehrkrone $v_2 = \sqrt{2g(h+k)}$ nicht

¹⁾ Vergl. R. Winkel, „Die Bautechnik“ 1928, S. 722 (Abb. 3).

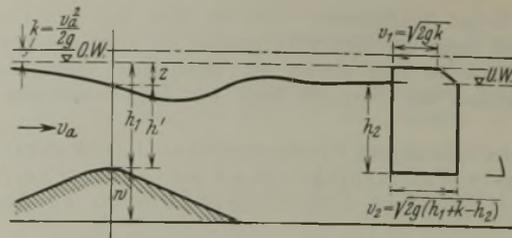


Abb. 12.

mehr erreicht werden kann. Zum Beispiel ergab sich die v_v -Linie bei einer kleineren Wassermenge in der in Abb. 7 dargestellten Form. Das Verhältnis der F_v - (vergl. S. 2) und F_t - (vergl. S. 2) Fläche würde

bei geringeren Wassermengen kleiner sein als bei großen. Dieses Ergebnis stellt eine Bestätigung der Erfahrung dar, daß mit sinkendem h auch der μ -Wert der Weisbachschen Gleichung abnimmt.

IV. Der Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall.

Unter I. wurde bereits darauf hingewiesen, daß es eine Abflußform gibt, die den Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall darstellt (Abb. 4). Der Oberwasserspiegel senkt sich wie beim vollkommenen Überfall ab; der Wasserstrahl sinkt zunächst unter die Wehrkrone. Der Unterwasserspiegel liegt dagegen wie beim unvollkommenen Überfall über Wehrkronehöhe. Das Wasser steigt allmählich vom tiefsten Absenkungspunkte bis zum normalen Unterwasser an. Eine besondere Abflußgleichung besteht bisher für diese Art des Überfalles nicht. In der Praxis würde in den meisten Fällen, da als besonderes Kennzeichen der Unterwasserspiegel über Wehrkrone liegt, mit der Gleichung für den unvollkommenen Überfall gerechnet werden. Die bekannte Abflußgleichung lautet:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 (h_1 - h_2) b \sqrt{2g} (h_2 + k).$$

Das Wasser würde nach dieser Gleichung in zwei voneinander völlig verschiedenen Schichten abfließen, deren Berechnung zwei unbekannte μ -Beiwerte erfordert (Abb. 3). Die Geschwindigkeit würde theoretisch in der Schicht über dem Unterwasserspiegel von $v_1 = \sqrt{2gk}$ parabolförmig bis $v_2 = \sqrt{2g(h_2 + k)}$ zunehmen. In der zweiten Schicht würde die Geschwindigkeit v_2 erhalten bleiben bis zur Wehrkrone. Was für Zahlen für die einzelnen μ -Beiwerte gesetzt werden können und durch welche Überlegung sie gerechtfertigt sind, bleibt unbestimmt. Für die Untersuchung dieser Beiwerte war es notwendig, dem Vorschlag von Prof. Winkel folgend, für beide Summanden einen gemeinsamen Wert μ_u zu wählen.

Um eine bessere Übersicht zu ermöglichen, mußten für die folgende Berechnung neue Bezeichnungen eingeführt werden (Abb. 13).

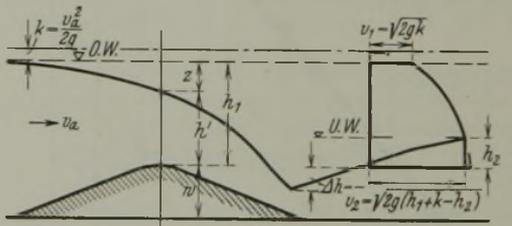


Abb. 13.

Es bedeutet in der neuen Gleichung:

- h_1 = Oberwasserspiegel über Wehrkrone,
- h_2 = Unterwasserspiegel über Wehrkrone,
- h' = abgesenkter Oberwasserspiegel über Wehrkrone,
- z = Absenkung $h_1 - h'$,
- Δh = Höhe des tiefsten Punktes der Absenkung unter bzw. über Wehrkrone.

Im Übergangsfall ist Δh immer negativ. Das Parabelstück $v_1 = \sqrt{2gk}$ bis $v_2 = \sqrt{2g(h_1 + k - h_2)}$ und das daran sich anschließende Rechteck

$$h_2 \cdot [v_2 = \sqrt{2g(h_1 + k - h_2)}]$$

wird als theoretische Q -Fläche (F_t) bezeichnet. Als Ausgangspunkt für die Untersuchung der Strömungsvorgänge wurde bei dieser Art von Überfall wie auch für den unvollkommenen die Geschwindigkeitsparabel, die dem vollkommenen Überfall eigentümlich ist, gewählt. Es wurde versucht, sämtliche Überfallarten aus dem vollkommenen abzuleiten. Auf den Auswertungen wurde aus diesem Grunde immer an der Wehrkrone die Geschwindigkeit $v_2 = \sqrt{2g(h_1 + k)}$ eingezeichnet. Mittels der Stauröhre wurde für eine Reihe von Versuchen die Geschwindigkeit in verschiedenen Höhenlagen festgestellt. Die gefundene v_v -Linie stimmt angenähert mit der des vollkommenen Überfalls überein. Sie schneidet nur bei größeren Überströmungshöhen die Geschwindigkeitsparabel im Absenkungspunkte und in der Wehrkrone (Abb. 14), bei kleineren Wassermengen rückt die v_v -Linie an der Wehrkrone nach stromauf, bindet dort nicht mehr in die Parabel ein, dagegen nähert sie sich dieser unterhalb des Absenkungspunktes (Abb. 15). Versuch 13c (Abb. 16)

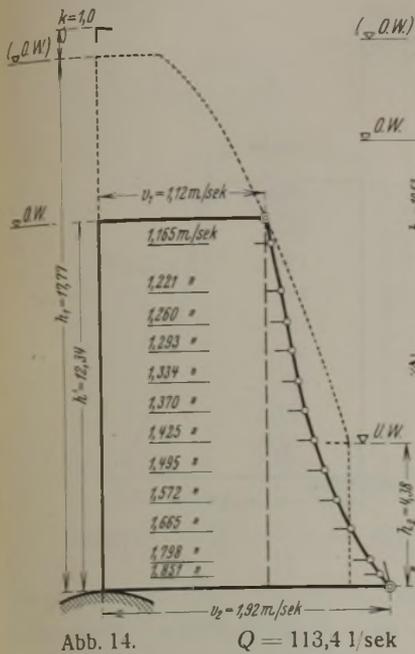


Abb. 14. $Q = 113,4 \text{ l/sek}$

Die Fläche $1/2 v_1 \cdot 3/4$ ist die tatsächliche Q -Fläche (F_v) (Abb. 17).

Das Verhältnis von $\frac{F_v}{F_t}$ ist gemäß der Überlegung im 1. Abschnitt der μ_u -Wert der Gleichung für den unvollkommenen Überfall. Die gefundenen μ_u -Werte liegen in den Grenzen 0,722 bis 0,770, für die Wassermenge bedeutet das einen größten Unterschied von 4,8%. Für den vollkommenen Überfall wurde im Mittelwert $\mu = 0,736$ gefunden. Die μ - und μ_u -Werte entsprechen sich demnach nicht, und es wäre falsch, einen μ_u -Wert für die Gleichung des unvollkommenen Überfalles zu wählen, der dem μ -Werte der Weisbachschen Gleichung entspricht.

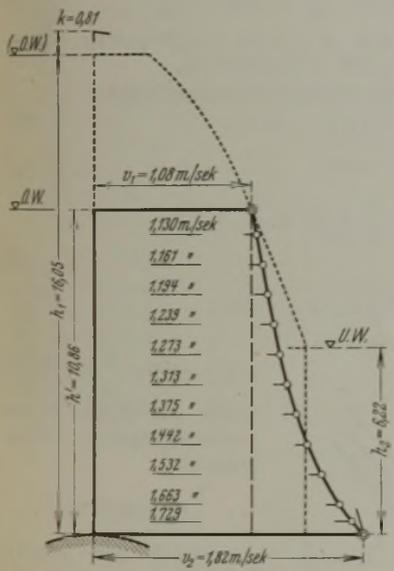


Abb. 16. $Q = 97,7 \text{ l/sek}$

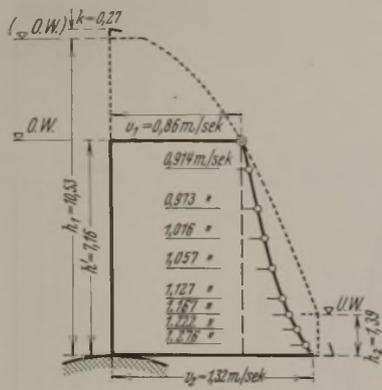


Abb. 15. $Q = 48,4 \text{ l/sek}$

stellt für den Übergang zum unvollkommenen Überfall den Grenzwert dar, denn Δh ist gleich 0. Die v_v -Linie bindet im Absenkungspunkt und auch noch an der Wehrkrone in die Parabel ein.

Die Tatsache, daß die Geschwindigkeit im Absenkungspunkte voll erhalten bleibt, ermöglicht eine Zerlegung der gefundenen Q -Fläche wie beim vollkommenen Überfall in ein Rechteck $h' \cdot [v_1 = \sqrt{2g(z+k)}] (F_m)$ und in eine Fläche $2 v_v \cdot 3/5$. Das Verhältnis $\frac{F_v}{F_m}$ sei wieder mit m bezeichnet.

Dann ist $F_v = m F_m$.

Der Mittelwert von m wurde in diesem Fall 1,251 gegenüber dem beim vollkommenen Überfall 1,258. Da die dritte Dezimalstelle innerhalb der Meßfehlergrenze liegen dürfte, kann für beide Fälle derselbe Wert 1,258 gesetzt werden. Die Abweichung der beiden Werte ist ungefähr 0,5%.

F_v kann berechnet werden:

$$F_v = m [\sqrt{2g(z+k)} \cdot h']; \quad z = h_1 - h'$$

$$F_v = m [\sqrt{2g(h_1+k-h')} \cdot h']$$

Bei einer Wehrbreite von b wird die abfließende Wassermenge Q :

$$(4) \quad Q = b m [\sqrt{2g(h_1+k-h')} \cdot h']$$

Die abgesenkte Durchflußhöhe h' errechnet sich, gemäß der Überlegung, die beim vollkommenen Überfall angestellt wurde:

$$\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h_1}{w}\right); \quad \frac{h_1}{w} = n$$

Dann ist:

$$\frac{h'}{w} = A n^\alpha; \quad h' = A n^\alpha w$$

Es wurden ermittelt (Abb. 18)

$$A = 0,70 \text{ und } \alpha = 1,1$$

$$\frac{h'}{w} = 0,70 \left(\frac{h_1}{w}\right)^{1,1}$$

$$h' = 0,70 \cdot h_1^{1,1} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}$$

Die Ergebnisse in Gleichung 4 eingesetzt:

$$(5) \quad Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 3,903 b h_1^{1,1} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \cdot \sqrt[10]{h_1 + k - 0,70 h_1^{1,1} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}$$

In der Gleichung 5 kommt die Unterwasserspiegelhöhe h_2 nicht zum Ausdruck; der Abfluß ist demnach unabhängig vom Stände des Unterwassers; die Gleichung stimmt in der Form mit der des vollkommenen Überfalles überein. Nur im Verhältnis $\frac{h_1}{w}$ tritt sowohl im Beiwerte als auch im Exponenten eine Änderung ein; beide Werte haben sich vermindert. Die Durchflußhöhe h' , die beim vollkommenen Überfall eine Funktion von der unabgesenkten Oberwasserspiegelhöhe h und der Wehrhöhe w war, wird in diesem Falle mittelbar wieder durch die Oberwasserspiegelhöhe h_1 abhängig von der Zuflußgeschwindigkeit v_a .

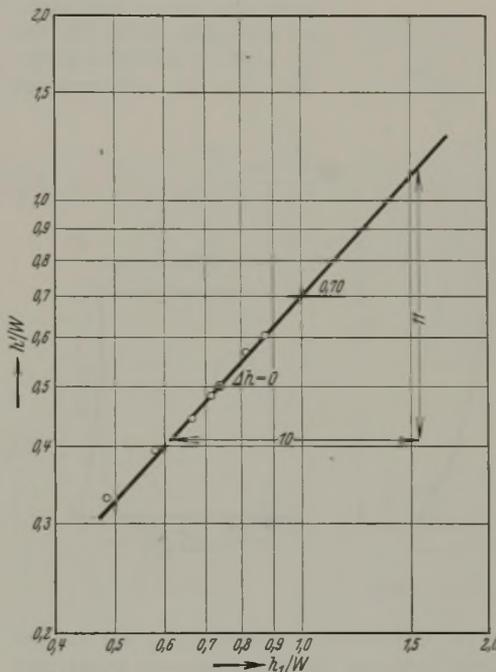


Abb. 18.

Der Verlauf der v_v -Linie kann mit der unter III. eingehend dargelegten Quergeschwindigkeitstheorie leicht erklärt werden. Eine Einwirkung des Unterwassers macht sich, wie schon erwähnt, in diesem Falle nicht bemerkbar, so daß die Theorie vom vollkommenen Überfall ganz übernommen werden kann. Die kleineren Wassermengen (Abb. 15) zeigen dasselbe Verhalten, wie die unter III. besprochenen.

Die kleineren Wassermengen (Abb. 15) zeigen dasselbe Verhalten, wie die unter III. besprochenen.

V. Der unvollkommene Überfall.

Der unvollkommene Überfall wurde unter I. als die Abflußform gekennzeichnet, bei dem kein Wasserteilchen des Wasserquerschnittes unter die Höhe der Wehrkrone sinkt. Es ist also $\Delta h = \text{positiv}$. Der Untersuchung der Abflußvorgänge lag die für den vollkommenen Überfall bestehende Geschwindigkeitsparabel zugrunde. Es wurde versucht, den unvollkommenen aus dem vollkommenen Überfall abzuleiten.

Wie schon erwähnt, unterschied bereits Bazin zwei Formen des unvollkommenen Überfalles. Bei der I. Form senkt sich der abfließende Strahl wie beim vollkommenen ab, nur wird der Fuß von dem zurückfließenden Unterwasser bedeckt. Aus diesem Grunde kann die Bezeichnung „Tauchform“ gewählt werden (Abb. 4). Die Abflußform II zeigt ein welliges Überströmen des Wehrkörpers („Wellenform“).

I. Form (Tauchform).

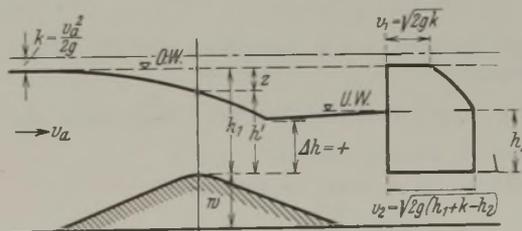


Abb. 19.

Die Bezeichnung der einzelnen Größen wurde aus IV. übernommen (Abb. 19). Mit Hilfe der Stauhöhe wurde wiederum die v_v -Linie ermittelt. Im Absenkungspunkte bindet sie in die theoretische

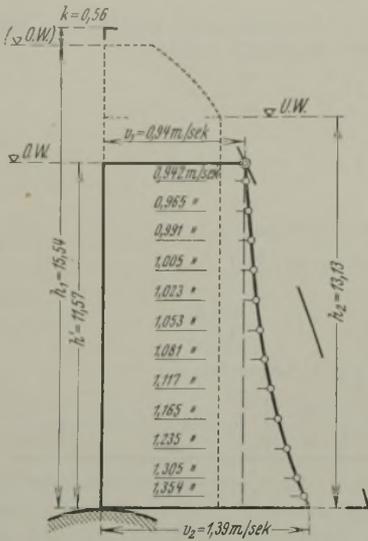


Abb. 21. Q = 79,9 l/sec

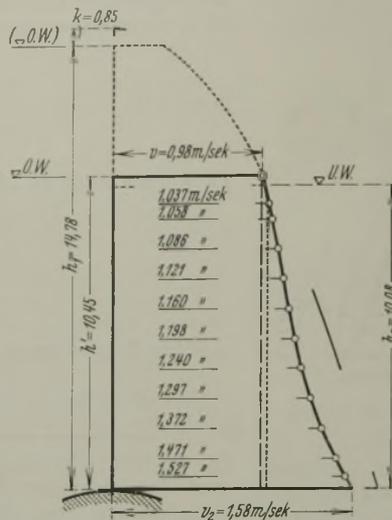


Abb. 22. Q = 79,9 l/sec

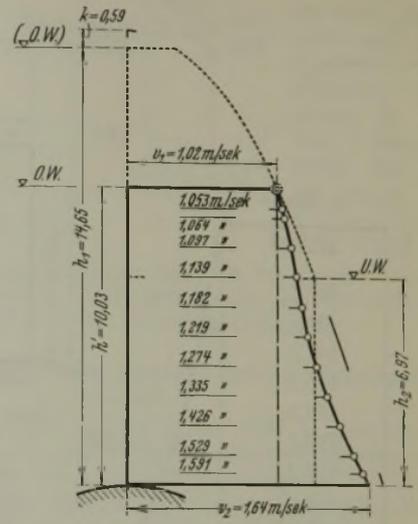


Abb. 23. Q = 79,9 l/sec

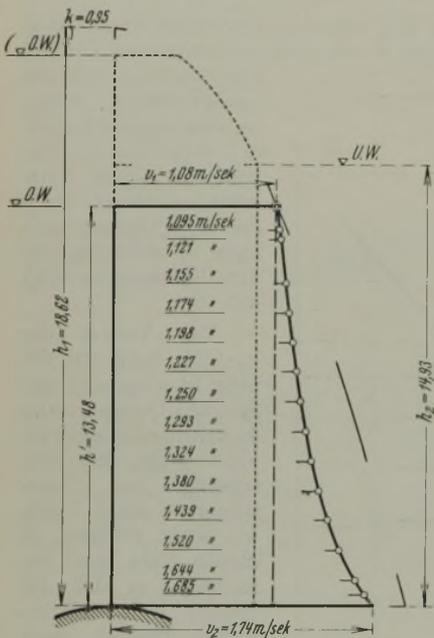


Abb. 20. Q = 113,4 l/sec

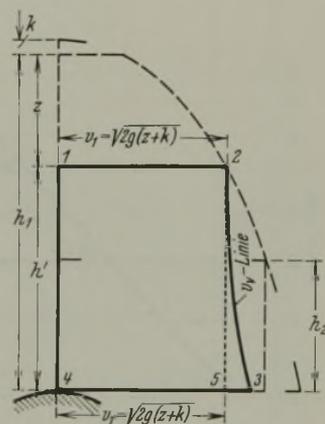


Abb. 24.

Geschwindigkeitsparabel ein, während sie an der Wehrkrone mehr oder minder weit stromauf rückt (Abb. 20 bis 23). Die v_v -Linie ist schlanker gegenüber der des vollkommenen

Bei dem Verhältnis $\frac{h_1}{h_2}$ größer als 1,29 im Mittel lagen die aufgetragenen m -Werte ober- oder unterhalb einer Ausgleichgeraden. Mathematisch muß diese Gerade eine Parallele zur $\frac{h_1}{h_2}$ -Achse sein, denn für:

$$h_2 = 0 \text{ (vollkommener Überfall) wird } \frac{h_1}{h_2} = \infty,$$

d. h. der Schnittpunkt der Mittelgeraden mit der $\frac{h_1}{h_2}$ -Achse liegt im Unendlichen.

Die Gleichung:

$$m = 0,965 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

gilt nach den vorliegenden Messungen von:

$$\frac{h_1}{h_2} = 1,174 \text{ bis } \frac{h_1}{h_2} = 1,29.$$

Bei einem größeren Verhältnis kann $m = \text{konst} = 1,24$ gesetzt werden. Dieser Wert gilt nur für den Fall, daß Δh positiv ist.

Die tatsächliche Q -Fläche kann demnach berechnet werden:

$$F_v = m [\sqrt{2g(z+k)} h']$$

a) von $\frac{h_1}{h_2} = 1,174$ bis $\frac{h_1}{h_2} = 1,29$

(6) $F_v = \left[0,965 \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \right] [\sqrt{2g(z+k)} h']$

b) $\frac{h_1}{h_2} > 1,29$

(7) $F_v = 1,24 [\sqrt{2g(z+k)} h']$

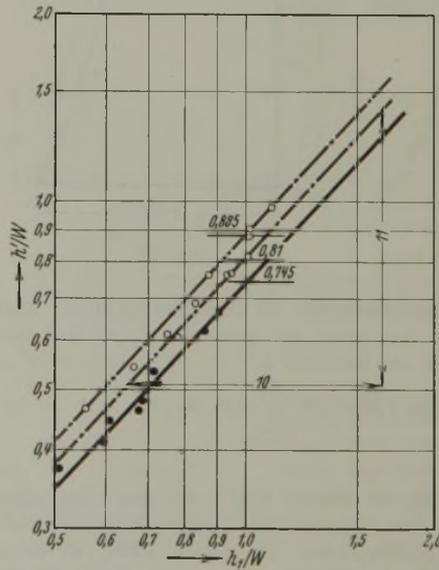


Abb. 25.

Die Funktion $\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ wurde wie in den beiden vorhergegangenen Fällen ermittelt:

$$h' = A n^\alpha w.$$

$A = 0,745$ und $\alpha = 1,1$ (Abb. 25).

Dann ist:

$$h' = 0,745 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^{1,1} w$$

$$h' = 0,745 h_1^{10} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}$$

Gl. 6 lautet nach Einsetzen der gefundenen Werte:

für die Grenzen $\frac{h_1}{h_2} = 1,174$ bis $\frac{h_1}{h_2} = 1,29$

(8) $Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = 3,185 \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \cdot b \sqrt{h_1 + k} - 0,745 h_1^{10} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}$

Gl. 7: für $\frac{h_1}{h_2} > 1,29$

(9) $Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = 4,093 b h_1^{10} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \sqrt{h_1 + k} - 0,745 h_1^{10} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}$

Überfalles. Das Verhältnis der theoretischen Q -Fläche (F_t), die aus der bekannten Gleichung für unvollkommene Überfälle gewonnen wurde, und der tatsächlichen (F_v) stellt nach I. den μ_u -Wert dar. Die Grenzen liegen in diesem Falle bei 0,783 und 1,178. Der Unterschied beträgt rd. 0,4, das würde, auf die Wassermenge bezogen, 40% ausmachen. Aus diesem Ergebnis kann man den Schluß ziehen, daß es praktisch unmöglich ist, für μ_u einen Wert zu finden, der den tatsächlichen Verhältnissen annähernd entspricht.

Bei der Aufstellung einer Abflußgleichung wurde derselbe Weg eingeschlagen, wie bei der Berechnung des vollkommenen Überfalles. Die F_v -Fläche wurde wieder zerlegt in ein Rechteck $h' \cdot [v_1 = \sqrt{2g(z+k)}]$ (F_m) und in eine Restfläche $2 v_v \cdot 35$ (Abb. 24). Das Verhältnis zwischen F_v und dem genannten Rechteck sei mit m bezeichnet.

Dann ist

$$F_v = m F_m.$$

Der m -Wert wird aber, bei wirkendem Unterwasser, eine Funktion des Verhältnisses von der Höhe des Oberwasserspiegels zum Unterwasserspiegel:

$$m = f\left(\frac{h_1}{h_2}\right).$$

Die Untersuchung obiger Funktion wurde gemeinsam für die beiden Abflußformen vorgenommen.

Bei $\frac{h_1}{h_2} = 1,174$ ging Form I durch Erhöhen des Unterwassers oder Absenken des Oberwassers in Form II über.

Die gefundene Gleichung für m lautet im Mittelwert:

$$m = 0,965 \left(\frac{h_1}{h_2} \right).$$

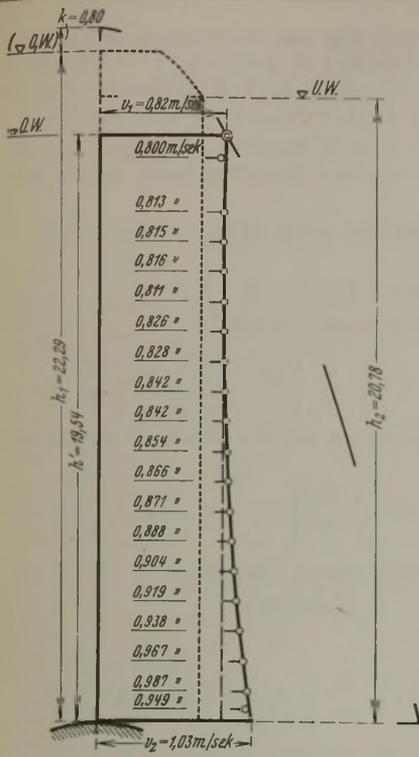


Abb. 26.

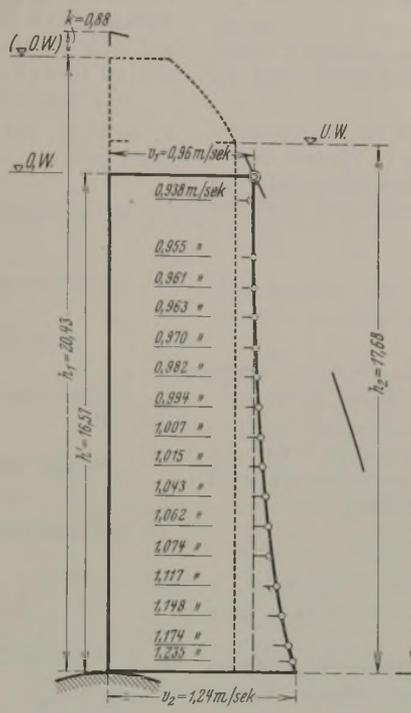


Abb. 27.

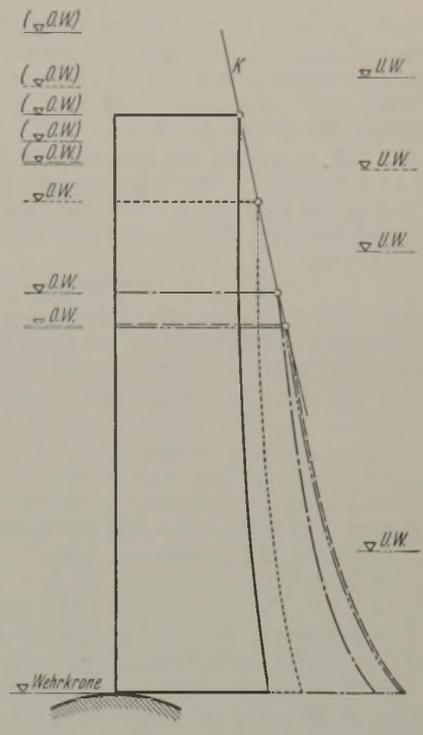


Abb. 29.

Q = 113,4 l/sek

In Gl. 8 tritt die Unterwasserspiegelhöhe h_2 in Erscheinung, während sie in (9) unberücksichtigt bleibt. In beiden Gleichungen beeinflusst die Unterwasserspiegelhöhe über Wehrkrone nur den m -Wert. Größen, die nicht sofort bestimmt werden können und der Schätzung überlassen bleiben, sind weder in (8) noch in (9) vorhanden.

II. Form (Wellenform).

Die mit Hilfe der Stauröhre gefundene v_v -Linie war durchschnittlich flacher als die der I. Form (Abb. 26 u. 27).

Der obere Ast der v_v -Linie bindet im Absenkungspunkt ein, während der untere sich noch mehr von dem Parabelpunkte der Wehrkrone entfernt.

Das Verhältnis von F_v und F_t (F_t wieder Q -Fläche der alten Abflußgleichung) (Abb. 12) wurde wiederum ermittelt. Dieses μ_u der Abflußgleichung bewegt sich in den Grenzen 1,02 und 1,22. Für die Wassermenge kommt sie einem Unterschiede von 20% gleich.

Die Ermittlung der Funktion von m fällt mit der von der I. Form zusammen.

Die Gleichung: $m = 0,965 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ gilt für $\frac{h_1}{h_2} < 1,174$.

Die Funktion $\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h_1}{w}\right)$: $h' = A n^\alpha w$

ergab in diesem Falle ziemliche Streuung (Abb. 25). Für A sind die Grenzen 0,81 und 0,885, im Mittelwert 0,84 ermittelt worden. α blieb wie im vorhergehenden Fall = 1,1.

Es ist demnach:

$$h' = 0,84 \left(\frac{h_1}{w}\right)^{1,1} \cdot w$$

$$h' = 0,84 h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}$$

Die Gleichung für die Wassermenge Q lautet nach Einsetzen der gefundenen Werte:

$$(10) \quad Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = 3,591 \cdot \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \cdot b \sqrt{h_1 + k} - 0,84 h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}$$

Die Gl. 8 u. 10 zeigen dieselbe Form, nur sind ihre konstanten Zahlen voneinander verschieden.

Erklärung der Abflußvorgänge durch die Quergeschwindigkeitstheorie.

Nimmt man an, daß der in Abb. 28 gezeigte Überfall ein vollkommener ist, dann würde sich die gestrichelte v_v -Linie ergeben. Sie bindet sowohl im Absenkungspunkt als auch an der Wehrkrone in die theoretische Parabel ein. Daß es die entstandenen lotrechten Quer-

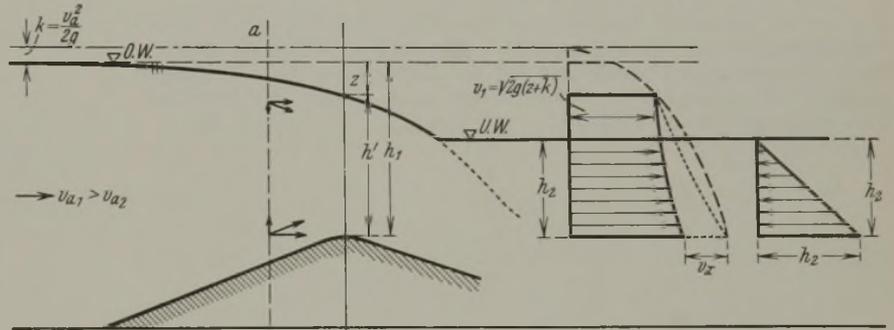


Abb. 28.

geschwindigkeiten sind, die diese Form der v_v -Linie hervorrufen, wurde unter III. eingehend dargelegt. Steigt nun das Unterwasser um eine gewisse Höhe h_2 über die Wehrkrone, und Δh ist positiv, dann wird der Überfall zu einem unvollkommenen, und die nun gefundene v_v -Linie ist schlanker als die frühere. Bei dieser Betrachtung soll aus Anschauungsgründen die Tatsache, daß sich der Oberwasserspiegel h_1 mit dem steigenden Unterwasser auch gehoben hat, unberücksichtigt bleiben. Die neue v_v -Linie schneidet die theoretische Parabel nur mehr im Absenkungspunkte, denn dieses Wasserteilchen steht unter der vollen Druckhöhe $k + z$, da es durch keine lotrechte Quergeschwindigkeit von oberhalb gestört wird. Der untere Teil der v_v -Linie ist stromauf gerückt, die Geschwindigkeit in diesem Punkte hat sonach einen Geschwindigkeitsverlust von v_x erlitten. Aber auch die sämtlichen anderen Geschwindigkeiten haben sich um ein gewisses Maß vermindert. Dieser Geschwindigkeitsverlust wird durch zwei völlig getrennte Vorgänge hervorgerufen.

1. Der Höhe des Unterwassers h_2 entspricht eine Oberwasserhöhe h_1 , die größer ist als die beim vollkommenen Überfall. (In Abb. 28 aus den angegebenen Gründen nicht berücksichtigt.) Dieses neue h_1 bewirkt aber gemäß $v = \frac{Q}{F}$, daß die dazugehörige Ankunfts-geschwindigkeit v_{a_2} kleiner ist als die frühere v_{a_1} . Die Neigung der Anlaufstrecke bzw. die der Wasserbahnen ist dieselbe geblieben wie beim vollkommenen Überfall. Die hemmende Wirkung der hervorgerufenen lotrechten Quergeschwindigkeiten wird in Fall II, da $v_{a_2} < v_{a_1}$ ist, größer sein als in I.

2. Den Geschwindigkeiten im Wehrkronenquerschnitt stellt sich der Gegendruck des Unterwassers als Hindernis hemmend in den Weg. Der von oben nach unten zunehmende Unterwasserdruck wirkt als Gegenkraft auf die bereits durch die Quergeschwindigkeiten um v_{x_1} verminderten Einzelgeschwindigkeiten ein. Bei steigendem Unterwasser nimmt diese Gegenkraft in einem Druckdreieck zu, und der Verlust v_{x_2} wird gegenüber v_{x_1} immer bedeutender. Die v_v -Linie wird mit wachsendem h_2 immer flacher; der m -Wert nähert sich der Zahleneinheit. Es wäre interessant, in späteren Versuchen festzustellen, ob der m -Wert

auch unter 1 sinken kann. Das würde bedeuten, daß die v_v -Linie sich stromauf krümmt und vielleicht zur logarithmischen Kurve wird, die für die Geschwindigkeitsverteilung im strömenden Wasser gefunden wurde. Der Wehreinbau hätte dann in diesem Falle keinen Einfluß mehr auf die Strömungsvorgänge des Wassers.

Auf Abb. 29 wurden die verschiedenen Q -Flächen für die Versuchsreihe 18 aufgetragen. Die Ermittlung der jeweiligen Q -Flächen ergab: $2 \times 87,5$ cm, 88,4 cm und $2 \times 85,5$ cm. Die Q -Flächen haben bei allen Abflußerscheinungen ihre Größe ungefähr beibehalten und nur ihre Gestalt verändert.

VI. Schlußfolgerung.

Auf Abb. 9 wurden die Wassermengen, die die Weisbachsche Gleichung ohne μ -Beiwert ergibt, mit denen der neuen Gleichung und den tatsächlichen Versuchsergebnissen verglichen.

Die gefundenen μ_u -Werte des unvollkommenen Überfalles lassen klar erkennen, daß Unterschiede je nach Wahl des μ_u -Wertes bis zu 40% und darüber auftreten können. Aus diesem Grunde ist es unmöglich, auch nur angenähert einen richtigen Beiwert für die alte Gleichung zu bestimmen. Wurde doch in der Versuchsreihe 14 bei gleicher Wassermenge bei einer Unterwasserspiegelhöhe von

rd. 0,13 m ein μ_u -Wert von 1,094
rd. 0,10 " " " " " 0,927
rd. 0,07 " " " " " 0,810 gefunden (Abb. 21 bis 23).

Der μ_u -Wert der alten Gleichung ist demnach eine Funktion der Unterwasserspiegelhöhe h_2 .

Vergleicht man die gefundenen neuen Abflußgleichungen (Zusammenstellung) miteinander, so kann man sie auf eine gemeinsame Grundgleichung zurückführen:

$$Q = m b h' \sqrt{2g(z+k)} = m F v.$$

($b h'$) ist der tatsächlich durchflossene Querschnitt, und $\sqrt{2g(z+k)}$ ist die Geschwindigkeit im Absenkungspunkte. Der m -Wert bleibt, wie gezeigt, beim vollkommenen Überfall und bei der Erscheinung des Überganges konstant. Beim unvollkommenen Überfall wird er von der Höhe des Unterwasserspiegels h_2 abhängig:

$$m = f\left(\frac{h_1}{h_2}\right).$$

Der Aufbau der Gleichungen ist klar und übersichtlich und scheidet jede Willkürlichkeit aus. Es ist demnach möglich, alle Überfallarten auf den vollkommenen Überfall zurückzuführen. Ein Unterschied in den einzelnen Abflußvorgängen besteht nicht.

Der Arbeit liegen Anregungen zugrunde, die Herr Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, der an den Versuchen lebhaften Anteil nahm, dem Verfasser gab.

Zusammenstellung.

a) Grundgleichung:

$$Q = m b h' \sqrt{2g(h+k-h')};$$

b) Gleichung des vollkommenen Überfalls:

$$Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 4,067 b h \sqrt{\frac{h}{w}} \sqrt{h+k} - 0,73 h \sqrt{\frac{h}{w}};$$

c) Gleichung des Überganges vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall:

$$Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 3,903 b h_1 \sqrt{\frac{h_1}{w}} \sqrt{h_1+k} - 0,70 h_1 \sqrt{\frac{h_1}{w}};$$

d) Gleichung des unvollkommenen Überfalles:

α) Tauchform:

$$1. \frac{h_1}{h_2} > 1,29$$

$$Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 4,093 b h_1 \sqrt{\frac{h_1}{w}} \sqrt{h_1+k} - 0,745 h_1 \sqrt{\frac{h_1}{w}};$$

$$2. \text{ von } \frac{h_1}{h_2} = 1,174 \text{ bis } \frac{h_1}{h_2} = 1,29$$

$$Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 3,185 \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt{\frac{h_1}{w}} b \sqrt{h_1+k} - 0,745 h_1 \sqrt{\frac{h_1}{w}}.$$

β) Wellenform:

$$Q (\text{m}^3/\text{sek}) = 3,591 \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt{\frac{h_1}{w}} b \sqrt{h_1+k} - 0,84 h_1 \sqrt{\frac{h_1}{w}}.$$

Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Hermann Zippel, Hamburg.

Bei den Bodenuntersuchungen für den Bau der Talsperre bei Lappin im Kreise Danziger Höhe, durch die die Radaune mittels eines Erddammes mit vorgelagerter Lehmdichtung angestaut wird, traf man in zahlreichen Fällen einen feinen grauen Sand an, der im Gebiete des späteren Staubeckens die einzige durchgehend erkennbare, stellenweise sehr mächtige Schicht darstellt. Bei der Aufnahme der Bohrergebnisse wurde dieser Sand als „toniger Schwemmsand“ bezeichnet, da man zweifellos richtig annahm, daß der Sand durch Wasser, das sich wahrscheinlich in sehr geringer Bewegung befand, an seine jetzige Lagerstätte geschwemmt ist.

Die genauere Bezeichnung des Sandes auf Grund einer Untersuchung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, lautet: „Schmutziggmmer, kalkhaltiger, schwach toniger Sand“.

Schon bei den Bohrungen, bei denen man das Grundwasser in durchschnittlich 1 bis 2 m Tiefe antraf, war es auffallend, daß dieser Sand sofort nach dem Herausziehen des Bohrergerätes den Hohlraum, der durch die jeweilige Entnahme des Bohrgutes entstand, restlos ausfüllte, so daß die Tieferführung der Bohrung nur bei sofortigem Nachdrehen des Bohrmeißels möglich war. Diese Erscheinung war deswegen eigenartig, weil der Sand bisweilen in Klumpen zutage gefördert wurde, ja sogar manchmal nur mit der Tonschuppe aus dem Bohrloch herausgeholt werden konnte und trotzdem so stark zusammenfloß. Ein Aufquellen des Sandes im Bohr wurde jedoch nicht beobachtet. Der Feinsand zeigte starke Neigung zur Schwimmsandbildung.

„Schwimmsand“ stellt an sich keine bestimmte Sandsorte dar, sondern immer nur einen bestimmten Zustand, in den viele Bodenarten geraten können, und der immer von dem Vorhandensein von Wasser im Boden abhängig ist. Daher ist es auch nicht richtig, bei der Aufnahme von Bohrergebnissen eine Schicht mit der Bezeichnung „Schwimmsand“ zu versehen, da dieser Ausdruck geologisch und auch technisch nichtsagend ist.

In einem Zustand, der dem des Schwimmsandes sehr verwandt ist, können außer Sandsorten der verschiedensten Korngröße auch bedeutend gröbere Materialien bis zum Schotter geraten.

Von Rutschungen infolge sehr feinen zum Teil lehmigen Materials handelt ein Teil des Schlußberichtes der geotechnischen Kommission der schwedischen Eisenbahnen²⁾, die dort sehr eingehend geschildert werden. In Schweden sind an bestehenden oder im Bau befindlichen Bahnkörpern verschiedene folgenschwere Rutschungen vorgekommen, deren Entstehungsursache anzuklären und deren Wiederholung in ähnlichen Fällen zu verhindern die Aufgabe der Kommission war.

Die verhältnismäßig jungen Ablagerungen der Sinkstoffe, die die Urströme des schmelzenden Inlandeises mit sich führten, stellen das gefährbringende Material dar. Dabei handelt es sich um unregelmäßige Ablagerungen von sehr wasserhaltigem Mergel, der mit feinstem staubartigen sandigen Material und Sand durchsetzt ist.

Die Kommission hat die Rutschungen nach ihren Anlässen unterteilt

1. in statisch-dynamische:
 - a) Vermehrung der aktiven Belastung,
 - b) Verminderung des Gegendruckes.
2. in Veranlassung infolge veränderter Konsistenz:
 - a) Verminderung der Friktion,
 - b) Verminderung der Kohäsion.

Andererseits sind die Rutschungen nach ihrem Verlauf unterteilt in 1. einfache, 2. zusammengesetzte Bodenverschiebungen, a) vorwärtsgreifende, b) rückwärtsgreifende. Gerade die an letzter Stelle genannte Erscheinung einer rückwärtsgreifenden Bewegung ist für einen Rutsch unter der Mitwirkung von Schwimmsand charakteristisch. Wird nämlich mit Wasser gesättigter und unter einem gewissen Wasserdruck stehender, lose gelagerter Sand in steiler Böschung angeschnitten, so beginnt er als breiartige Masse auszufließen, wodurch den darüberliegenden Massen der Halt entzogen wird. Diese stürzen dann nach, und dadurch wird wiederum höhergelegenen Massen die Stütze genommen. Der Rutsch beginnt also am Böschungsfuß und greift nach oben immer weiter um sich. Im

Gegensätze hierzu üben z. B. bei einem Abrutsch auf einer schlüpfrig gewordenen Mergel oder Tonschicht die höher liegenden Massen einen Druck auf die am Böschungsfuß gelegenen aus und bringen sie zum Ausweichen. Bei diesem Vorgang bewegt sich die gesamte Bodenmasse gleichzeitig vorwärts in der Richtung des Gefälles der Gleitschicht, und es zeichnet sich meistens sofort die oberste Bruchfuge ab, die dann später nur noch geringere Veränderungen erfährt.

Selbstverständlich gibt es hierbei und besonders unter den Verhältnissen, die von der schwedischen Kommission geschildert werden (Mergel in wechselnder Vermischung mit sandigem Material) meistens Rutschungen, in denen beide Arten des Verlaufs abwechseln, und auch die Veranlassungen werden zwischen Friktions- und Kohäsionsverminderung während eines Rutsches wechseln, da z. B. Sand überwiegend den Kräften der Friktion unterworfen ist, Mergel dagegen denen der Kohäsion: obwohl man nicht übersehen darf, daß es für Sand Anfeuchtungsgrade gibt, bei denen die Kohäsion vorherrscht, so daß der Sand in senkrechten Böschungen angeschnitten werden kann und stehenbleibt.

Nach Kapitän Westerberg gibt es Bodenarten ohne jegliche Reibung, deren Tragfähigkeit nur durch die Kohäsion bedingt ist. Krey hat festgestellt, daß ein derartiger Boden eine Tragfähigkeit von 6 bis 7 t/m² aufweisen kann.³⁾

Bemerkenswert sind u. a. aus dem Schlußbericht die künstlichen Störungen des Gleichgewichts an Schüttungen, die man bei schwedischen Bahnbauten vorgenommen hat. Man erreichte hier durch Sprengungen in wenigen Augenblicken das, was zahlreiche kleine Erschütterungen beim Befahren der Schüttung mit der Zeit unter katastrophalen Begleiterscheinungen doch verursacht hätten, nämlich das Ausweichen des nicht tragfähigen Untergrundes unter der Schüttung.

In seinem Vortrag Loopzand en Drifzand, dem wohl die umfangreichste Literaturzusammenstellung über Triebssand und Schwimmsand beigelegt ist, gibt Verluiss⁴⁾ eine umfassende Darstellung aller Umstände, die die Schwimmsandbildung befördern. Er unterscheidet zwischen Schwimmsand und Triebssand und bezeichnet den Triebssand als einen Ruhezustand sehr sperrig abgelagerten völlig mit Wasser durchtränkten Sandes, aus dem der Schwimmsand durch Gleichgewichtsstörungen hervorgeht.

An Hand von Beispielen wird gezeigt, wie man gleich große Kugeln, also regelmäßig geformte Körper so aufbauen kann, daß das Porenvolumen 47,5% beträgt, während Sandablagerungen mit über 40% Porenvolumen in der Natur nichts Ungewöhnliches darstellen. Das geringste Porenvolumen von Sandablagerungen, das Verluiss in der Literatur an gegeben fand, betrug 15%.

Es wäre unrichtig, aus den Ausführungen von Verluiss den Schluß zu ziehen, daß der Ruhezustand eines zur Schwimmsandbildung neigenden Materials immer Triebssand sein müßte. In Holland scheint dies allerdings häufig der Fall zu sein. In Deutschland ist der Triebssand dagegen, obwohl Schwimmsand häufig auftritt, selten. Man findet ihn besonders auf der Kurischen Nehrung.

Der Triebssand zeichnet sich dadurch aus, daß er schon bei der geringsten Berührung z. B. beim Betreten zu Schwimmsand wird und aus seiner sperrigen Lagerung in eine dichtere übergeht, wobei unter Umständen der die Störung hervorrufende Gegenstand fest umschlossen wird. Da sich der Sand hierbei nicht gleich mit seinem kleinstmöglichen Porenvolumen absetzt, so kann sich der Vorgang mehrfach wiederholen. Dadurch ist es möglich, daß ein Fremdkörper im Triebssand ganz versinken kann. Das spätere Herausziehen eines solchen Körpers aus dem Sand ist meistens unmöglich, da sich der Sand dicht um ihn herum abgesetzt hat.

Im Gegensatz hierzu kann man einen Sand, der stark zur Schwimmsandbildung neigt, auch wenn er unter erheblichem Wasserdruck steht, sehr oft in der Sohle einer frisch aufgeschlossenen Baugrube ohne jede Gefahr betreten, ja sogar befahren, was z. B. in Lappin häufig geschah. Da handelte es sich also nicht um Triebssand.

Weiter unten wird geschildert, wie in Lappin an einer Stelle unabsichtlich künstlich Triebssand auf der Baugrubensohle durch vielfaches Durcharbeiten des Materials mit der Schaufel erzeugt wurde. Dabei wird das Porenvolumen des Sandes so stark vergrößert, daß die den Sand zu

¹⁾ Auszug aus einer von der Technischen Hochschule Danzig genehmigten Dissertation. Der hier nicht wiedergegebene erste Teil der Dissertation enthält die Ergebnisse von Fallversuchen mit Feinsand.

²⁾ Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—22 Slutbetänkande.

³⁾ Krey, Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion beim Erddruck und Erdwiderstand; „Die Bautechnik“ 1927.

⁴⁾ Loopzand en Drifzand; De Ingenieur 1926, v. 17. Juli, Nr. 29.

einer festen Masse verbindenden Kräfte der Kohäsion und der Friktion fast gänzlich ausgeschaltet werden.

Dies ist die natürliche Ablagerungsart des Triebssandes. Daß gerade sehr feine Sande selten als Triebssand angetroffen werden, dürfte daran liegen, daß sie auch bei sehr sperriger Lagerung der Kohäsion und der Friktion in viel stärkerem Maße unterworfen sind als grobkörniges Material.

Wird ein mit Wasser gesättigter feinkörniger Sand, der unter einem gewissen Wasserdruck steht, in einer Böschung angeschnitten, so bietet er häufig dem andrängenden Wasser keine genügende Abflußmöglichkeit, so daß meistens am Böschungsfuß durch den Wasserdruck der Gleichgewichtszustand des Sandes gestört wird. Dann beginnt der Sand unter Vergrößerung seines Porenvolumens auf über 50% mit dem Wasser auszufließen, und sich mit wiederum vermindertem Porenvolumen in einem mehr oder weniger flachen Kegel abzusetzen.

Je stärker der die Umlagerung befördernde Wasserandrang ist, desto mehr wird der ganze Vorgang dadurch, daß die Setzung des Materials durch immer neue Wasserzufuhren behindert wird, in die Länge gezogen.

So hat man es bei den Muren mit Vorgängen zu tun, bei denen die Einwirkung einer großen Wassermenge unter starkem Gefälle sogar Schutthalden, die Steine und grobes Material enthalten, in Bewegung setzt. Dabei vermag infolge eines langen Sickerweges, wie beim Schwimmsand, das Material nicht genügend Wasser abzuführen, gerät in einen labilen Zustand und ist bestrebt, sich wieder zu setzen, was durch die Wasserzufuhren und durch das meistens starke Gefälle behindert wird. Über das Zustandekommen der Muren hat Stiny eingehende Forschungen angestellt.⁵⁾ Dabei stellte Stiny u. a. fest, daß bei einer Neigung des Gerinnes von 40° eine Mur 42,15% Wasser und 57,85% Geschiebe nach Gewichtsprozenten enthielt, was einem Porenvolumen des Geschiebes von 59% unter der Voraussetzung eines verhältnismäßig leichten Gesteins entspricht.

Stiny erwähnt auch, daß das sichere Zeichen für das Auftreten einer Mur das plötzliche Versiegen eines Baches ist, dessen Wasser dann von dem Geröll und Schutt, wie von einem Schwamm aufgesogen wird, woraufhin die Mur nicht mehr lange auf sich warten läßt.

Weitere Untersuchungen über Schwimmsand sowie zahlreiche Beispiele aus der Praxis hat Terzaghi⁶⁾ veröffentlicht.

Terzaghi hat den Ausdruck der Setzungsfließung für den Schwimmsandzustand angewandt, da es sich hierbei um die Setzungsbestrebungen der Sandkörner nach vorhergehender Auflockerung handelt. Außerdem sagt Terzaghi, daß das Wasser fälschlich als Schmiermittel bei den geschilderten Vorgängen angesprochen wird, sondern daß es im Gegenteil eine die Reibung erhöhende Flüssigkeit darstellt.

Pollack⁷⁾ faßt die vier Hauptursachen des Schwimmsandcharakters feinstkörniger Sande kurz zusammen:

1. Die geringe Durchlässigkeit dieser Sandsorten, 2. Unfähigkeit derb-körniger Aggregate, kontinuierliche Formänderungen zu erleiden, 3. die geringe Sinkgeschwindigkeit der Teilchen, 4. die Sperrigkeit der Lagerung feinstkörniger Sedimente. Im übrigen decken sich Pollacks Ausführungen mit denen von Terzaghi über Schwimmsand im wesentlichen.

Die unter Punkt 2 genannte Eigenschaft des Sandes weist gleichzeitig auf den Hauptunterschied zwischen Sand und Mergel hin, der darin besteht, daß durchfeuchteter Mergel zusammendrückbar ist und hierbei Wasser abgibt, was bei Sand nicht möglich ist, solange nicht die Sandkörner zersplittert werden. Diese Tatsache sichert dem durchfeuchteten Feinsand trotz aller unangenehmen Eigenarten bei geeigneter Behandlung immer den Ruf eines bedeutend besseren Baugrundes, als ihn lockerer durchfeuchteter Mergel darstellt, der bei den anderweitigen Untersuchungen der oben erwähnten schwedischen geotechnischen Kommission in hier nicht zu behandelnden Fällen die Hauptrolle gespielt hat.

Neben den Schwierigkeiten, die dem Tief- und Wasserbauer vielfach aus dem Auftreten von Schwimmsand erwachsen, sind die Schwierigkeiten mit Schwimmsand im Bergbau häufig sehr erheblich, und die Literatur des Bergbaues enthält daher zahlreiche Schilderungen von Schwimmsandausbrüchen und Vorschlägen zu deren Verhinderung.

In dem Lehrbuch der Bergbaukunde von Heise-Herbst, Bd. 2, S. 51 bis 60⁸⁾, wird auf die Schwierigkeit hingewiesen, beim Durchfahren einer Schwimmsandstrecke, das feine Sand- und Wassergemisch am Durchdringen der Fugen in der Getriebezimmerng zu hindern.

L. Herwegen gibt in seiner Dissertation über „Das Schwimmsandproblem und seine Anwendung auf verschiedene Abteufmethoden in schwimmendem Gebirge“, S. 2⁹⁾ folgende Definition des Schwimmsandes: „Als Schwimmsandschichten sind nur solche Sand- und Tonablagerungen zu bezeichnen, deren einzelne Poren infolge der Lage unterhalb des

normalen Wasserspiegels mit Wasser angefüllt sind, und zwar derart, daß infolge Kapillarwirkung das Wasser bis zu einem ziemlich hohen Betrage am Sande derart fest haftet, daß es sich infolge seiner Schwerkraft allein nicht vom Sande zu trennen und infolgedessen auch keine hydrostatischen Kräfte auszuüben vermag. Erst infolge einer natürlichen Wasserdruckerhöhung tritt der Schwimmsand bei der geringsten Gleichgewichtsstörung des Schichtenverbandes sofort als dicke Trübe aus und ist bestrebt, nach den freigelegten Flächen hinzuströmen.“

Nicht übereinstimmend mit den oben gemachten Ausführungen wird hier das Material auch im Ruhezustande als Schwimmsand bezeichnet.

Von der Bekämpfung der Wassersand- und Schwimmsandgefahr im Norddeutschen Braunkohlenbergbau handelt eine umfangreiche Arbeit von Niess¹⁰⁾, in der mit „Wassersand“ Sandsorten bezeichnet werden, die nicht sehr feinkörnig und entwässerbar sind im Gegensatz zu dem tonigen Feinsand, dort „Schwimmsand“ genannt.

Diese Entwässerungsmöglichkeit für den Bergbau gefährlicher Sandschichten ist von Gräff¹¹⁾ daraufhin untersucht worden, ob durch Wasserentziehung Veränderungen in der Lagerung der Sandkörner gegeneinander eintreten, wodurch Schäden an der Geländeoberfläche entstehen können. Gräff stellt fest, daß eine Lagerungsveränderung nicht stattfindet. Ein derartiger Vorgang dürfte wohl auch nur bei dem von Verlus geschilderten Triebssand möglich sein, der eine derartig lose gelagerte Wassersandmasse darstellt, daß wahrscheinlich schon die Gleichgewichtsstörungen durch Bohrungen die Umlagerung veranlassen könnten. Im übrigen weist Schäfer in der „Bautechnik“ 1927, Heft 26 nach, daß durch Grundwasser Absenkungsanlagen Ausspülungen feinsten Sandteilchen schon infolge der geringen Fließgeschwindigkeit des Grundwassers fast unmöglich sind und vorkommendenfalls unter normalen Verhältnissen kaum wahrnehmbare Folgen haben. Daß jedoch eine Grundwasserabsenkung auf den Boden als Ganzes betrachtet einen Einfluß ausübt, der sich in einer Senkung des Geländes äußert, die allerdings meistens klein ist, zeigt Körner in der „Bautechnik“ 1927, Heft 42, an Hand einiger Berechnungen über die Vergrößerung des Druckes, den die vom Wasser befreiten oder mit kapillarem Wasser befeuchteten Schichten auf ihre Unterlage ausüben gegenüber der Belastung durch die vom Grundwasser durchfeuchteten Bodenmassen, deren Gewicht durch den Auftrieb verringert war. Die sehr geringe Elastizität des Sandes spielt bei diesen Senkungen wohl die Hauptrolle.

Wie wichtig die Frage der Schwimmsandgefahr für den Bergbau ist, erhellt aus den gewaltigen Katastrophen, die Schwimmsandausbrüche im Bergbau zur Folge gehabt haben. Eins der bekanntesten Ereignisse dieser Art ist die Katastrophe von Brüx, die in der Zeitschrift für praktische Geologie 1894 beschrieben wird. Hiernach flossen 40 000 m³ Sand als Schwimmsand in einen Braunkohlenabbau. Die Bodensenkungen waren als natürliche Folge der Substanzverminderung im Untergrund sehr erheblich, und zwar so groß, daß ganze Häuser in den Einsenkungen verschwanden. Etwas ganz Ähnliches hat sich Ende Juli 1927 auf der Zeche Augusta Victoria bei Hüls ereignet. Hier fand ein Einbruch von Schwimmsand in einen ganz neuen Schacht statt. Nachdem die Bewegung zur Ruhe gekommen war, sollen sämtliche Aufbauten um den Schacht herum im weiten Umkreise verschwunden gewesen sein.

Ein weiteres Beispiel für einen Schwimmsandausbruch stellen die Folgen eines Brunnenbaues in Schneidemühl dar.¹²⁾ Hier war ein artesischer Brunnen gebohrt, dessen Wassermassen man nicht rechtzeitig zu bändigen vermochte. Das Wasser führte so erhebliche Sandmengen mit sich, daß durch die starken Substanzverluste im Untergrunde das Gelände Einsenkungen zu zeigen begann.

Eine solche Erscheinung erinnert an die Schlammvulkane und Salsen, deren Vorkommen im Petroleumgebiet am Kaspischen Meer häufig ist. Nach Kayser, Allgemeine Geologie 2. Aufl. 1905, S. 489, bestehen die Salsen aus kleinen flachkegeligen Aufschüttungen aus weichem, in der Regel etwas salz- und erdölhaltigem Tonschlamm, die zu oberst eine kraterähnliche Einsenkung besitzen, aus der Gase, Schlamm und Wasser hervortreten. Hier handelt es sich ebenfalls um Schwimmsand, der allerdings unter Mitwirkung von Gasen ausfließt.

Schwimmsandausbrüche in kraterartiger Form, allerdings ohne vulkanische Begleiterscheinungen sind nach Mitteilung von Prof. Dr. Stremme, Danzig, im Radaunetal in der Gegend von Babenthal zu finden, wo der Sand an verschiedenen Stellen aus dem Erdboden hervorquillt.

Schließlich seien die neuesten Ausführungen über Schwimmsand von Krey in der „Bautechnik“ 1927, Heft 35, über „rutschgefährliche und fließende Bodenarten“ erwähnt. Hierin wird, wie anfangs betont, hervorgehoben, daß ein Boden als solcher kein Fließboden ist, sondern nur unter bestimmten Umständen dazu werden kann, daß die feinen Sande, die dem Wasseraustritt großen Widerstand entgegensetzen, am leichtesten

⁵⁾ Jahrbuch der Geologischen Reichsanstalt, Wien 1919. Technische Geologie, Ake, Stuttgart 1922.

⁶⁾ Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. 1925.

⁷⁾ Beweglichkeit bindiger und nichtbindiger Materialien.

⁸⁾ 2. Auflage, Berlin 1913, Julius Springer.

⁹⁾ Halle 1911, W. Knapp.

¹⁰⁾ Bekämpfung d. Wassersand- u. Schwimmsandgefahr beim Norddeutschen Braunkohlenbergbau (Dissertation). Freiberg 1907. Craz & Gerlach.

¹¹⁾ Glückauf 1901, S. 601.

¹²⁾ Zeitschrift für praktische Geologie 1894.

in den Schwimmzustand geraten, ferner, daß als Ursache des Fließzustandes alle Umstände in Frage kommen können, die eine zeitliche oder örtliche Übersättigung des Sandes mit Wasser hervorrufen, wobei natürlich immer die Möglichkeit des Austrittes des Bodens Vorbedingung ist. Das Ergebnis dieser Feststellungen ist, daß zum Schwimmsandzustand neigende Bodenarten ungefährlich sind, wenn sie fest in andere besonders gröbere Bodenarten eingebettet sind.

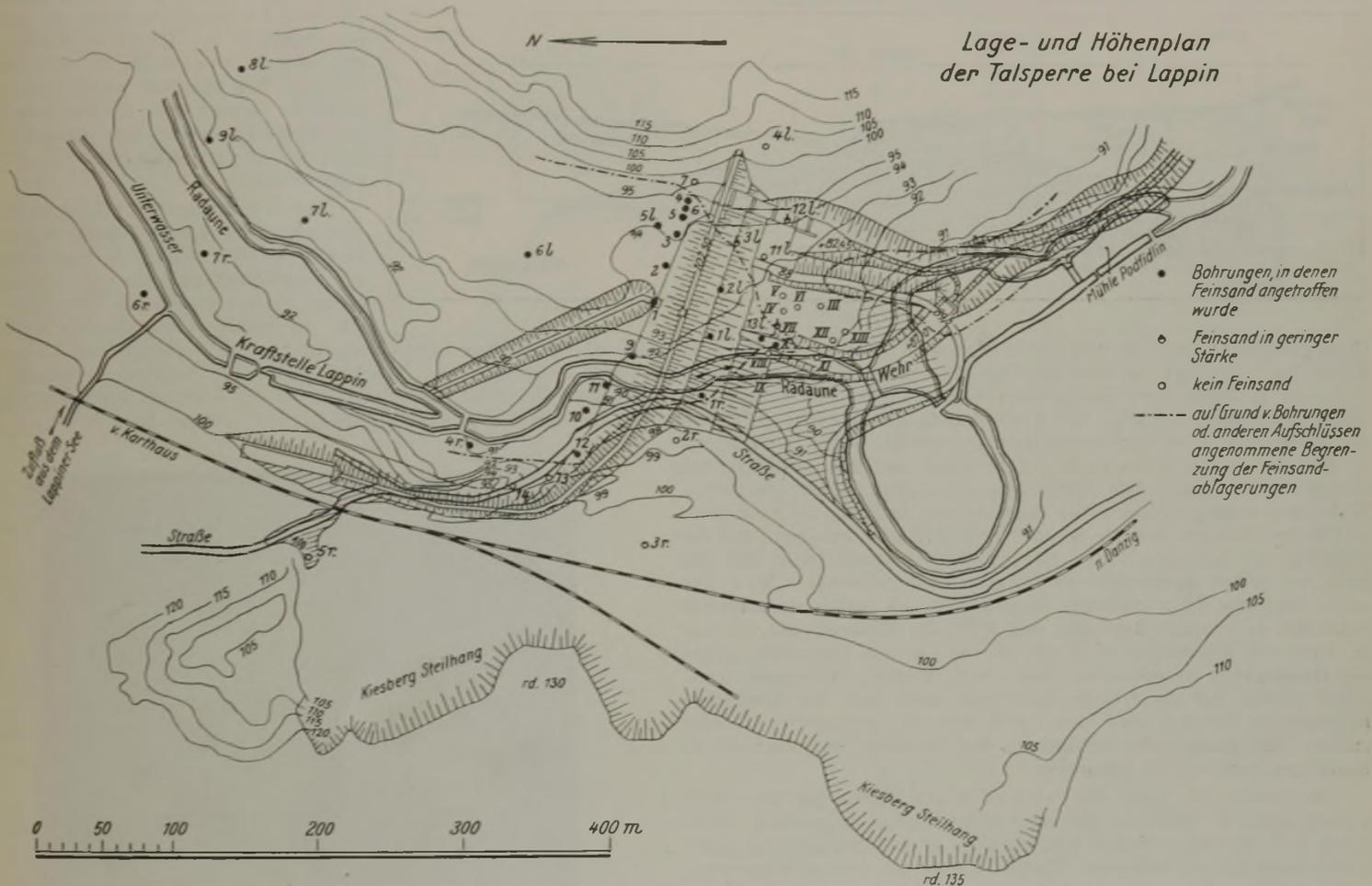
Bodenverhältnisse in Lappin und deren Auswirkung auf die Baumaßnahmen.

Das Radaunetal ist in ein Diluvialplateau eingeschnitten und bestand ursprünglich aus mehreren Seenbecken mit dazwischenliegenden Flußerosionsstrecken. Es ist anzunehmen, daß ein derartiges Becken bei Lappin (s. Lageplan, frühere Kraftstelle Lappin), also oberhalb der Talsperrenbaustelle, und eines unterhalb davon bei Podfidlin (Mühle Podfidlin) gelegen hat. Diese Becken hat dann die Radaune mit den mitgeführten Sinkstoffen, in diesem Falle Feinsand, ausgefüllt.

Feinsandablagerungen stellenweise über 25 m stark festgestellt wurden. Es besteht also die, wenn auch behinderte Möglichkeit einer Grundwasserbewegung unter der Talsperre hindurch. Um einem Emporquellen von Schwimmsand dort, wo Feinsand auch an der Luftseite des Dammes im Untergrunde vorgefunden wurde, entgegenzuwirken, wurde an diesen Stellen für eine genügende Belastung durch Boden gesorgt.

Eine große Gefahr für den Bestand des Dammes wäre vorhanden, wenn die beiden im Lageplan angedeuteten Feinsandablagerungen miteinander im Zusammenhang ständen, was aber offenbar nicht der Fall ist. Die Bohrergebnisse zeigten dies mit ziemlicher Sicherheit.

Der Staudamm besteht aus einem Erddamm und einem auf der wasserseitigen Böschung liegenden Lehmkern, der noch 3 bis 5 m tief in das Erdreich einbindet. Von dieser Tiefe ab sollte eine Unterbrechung des Grundwasserstromes unter der Talsperre hindurch mittels einer z. T. hölzernen, z. T. bis zu 18 m langen eisernen Spundwand erreicht werden, was, wie bereits gesagt, nicht überall mit Sicherheit möglich war. Die Bauwerke innerhalb des Staudammes bestehen aus einem durchgehenden



Es wurde mittels Bohrungen und an Hand der Aufschlüsse in den Baugruben eine deutliche Grenze zwischen diesen Feinsandablagerungen festgestellt, die durch einen Riegel, der aus Geschiebemergel besteht, dargestellt wird.

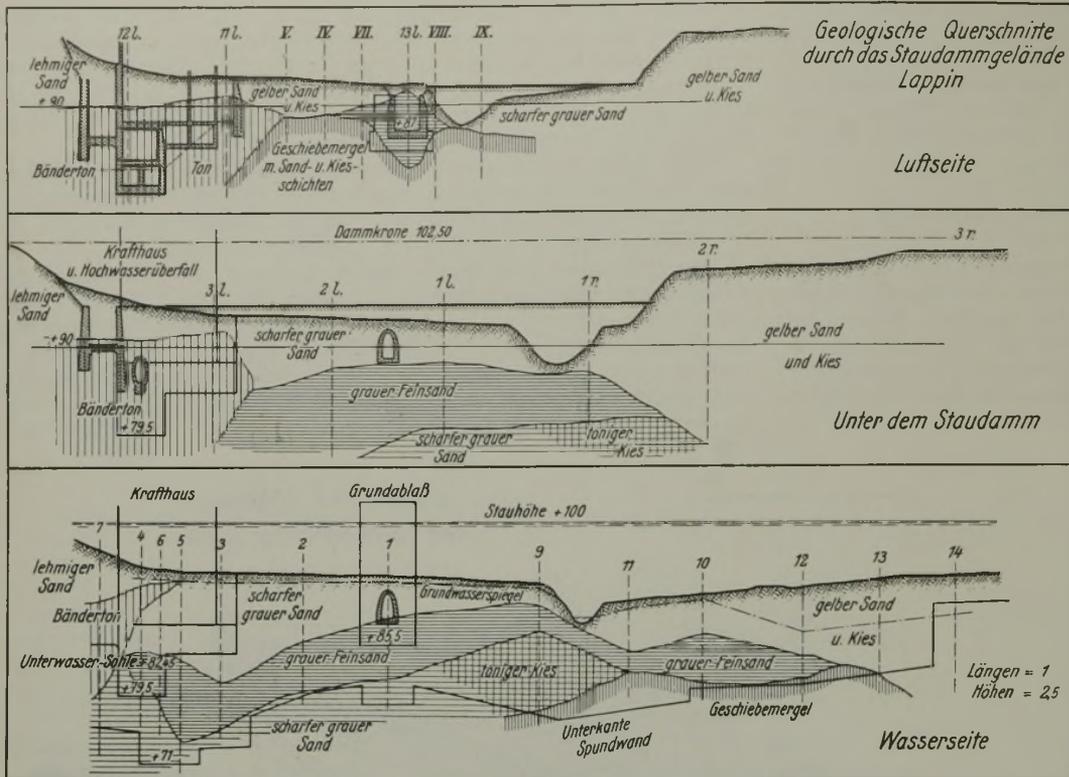
Diese Grenze zwischen den beiden Becken, wäre an sich die gegebene Stelle für die Errichtung einer Talsperre gewesen. Es ist auch wahrscheinlich, daß man sich bei der Herstellung eines alten Wehres, das zu der Mühlenanlage in Podfidlin gehörte, dieser Geschiebemergelbank als einer natürlichen Stufe bediente. Verschiedene Gründe zwangen jedoch bei der Anlage der Talsperre dazu, nur zum Teil diese natürliche Verriegelung des Talgrundes zu benutzen, und den Staudamm in erheblicher Ausdehnung auf den allerdings zum größten Teil von gröberen Schichten stark überdeckten Feinsand zu schützen. Man vermied hierdurch die Unannehmlichkeit, eine große Kiesablagerung auf dem rechten Radauneefer, die zweifellos erhebliche Wasserverluste herbeigeführt hätte, in das Staubecken hineinnehmen zu müssen, sowie Schwierigkeiten mit der Bahnlinie Praust-Karthaus, welche letztere Kosten verursacht hätten, durch die der rentable Ausbau dieser Wasserkraft zurzeit in Frage gestellt worden wäre.

Dadurch, daß die Lappiner Feinsandablagerung stellenweise sogar bis hinter die Luftseite des Dammes reicht, wurde die Frage wesentlich, wie sich der Sand verhalten würde, wenn er unter den vollen Druck des Stauwassers kommt. Zumal da es nicht möglich war, mit der Dichtung der Talsperre in eine undurchlässige Schicht hineinzukommen, da die

aus Stampfbeton hergestellten Grundablaßrohr mit dem in der Dammachse angeordneten Schieberturm, sowie aus einem Eisenbetondruckrohr, das die Turbinenzuleitung darstellt. Neben dem Druckrohr und dem Krafthaus ist dann noch ein kaskadenförmiger Hochwasserüberfall in den linkseitigen Hang eingeschnitten.

In den aufgeschlossenen Baugruben trat der Feinsand an zwei Stellen besonders gut sichtbar in die Erscheinung. Einmal in der Grundablaßbaugrube, in der die Lappiner Ablagerung ihre größte flußabwärts gerichtete Ausdehnung erreicht und dann in dem sehr tief eingeschnittenen Unterwassergraben. Die letzteren Ablagerungen gehören zu dem unteren, dem Podfidliner Becken.

Im ersten Fall lag der Grundwasserspiegel ungefähr 5,5 m über der Baugrubensohle. Der Wasserspiegel der Radaune lag hier ungefähr 2 m über der Sohle der Baugrube. Der angetroffene Feinsand, in den die Baugrube mit Ausnahme einer Stelle von wenigen Quadratmetern Ausdehnung allerdings nur bis zu geringer Tiefe hinabgeführt wurde, bereitete beim Aushub zunächst keine wesentlichen Schwierigkeiten, da infolge des geringen Anschnittes die Schwimmsandausbrüche in den Böschungen nicht erheblich waren. Die Entwässerung des Sandes durch eine Grundwasserabsenkungsanlage mit Rohrbrunnen erwies sich hier als unmöglich. Bei der Bearbeitung mit der Schaufel zeigte der Sand eine durchaus feste Struktur, eine Beobachtung, die auch in der Literatur mehrfach Erwähnung findet. So wurde beim Bau des Kriegshafen an der Jade dasselbe beobachtet und ebenfalls die Festigkeit des Feinsandes im



Gleichgewichtszustande hervorgehoben (Deutsche Bauzeitung 1869). In einem Fall allerdings, in dem die Gründung des Schieberturmes noch 3 m tiefer in diesen Sand hineingeführt werden mußte, machte die Eigenschaft des Sandes, von allen Seiten als Brei in die Baugrube zu laufen, die Anwendung eines Spundwandkastens notwendig, wobei zu bemerken ist, daß die vielfach gemachte Beobachtung sich auch hier bestätigte, daß nämlich der Feinsand dem Einrammen von Spundwänden erheblichen Widerstand entgegengesetzte. Hier zeigte es sich auch, daß der Sand durch mehrfaches Bewegen mit der Schaufel so viel Wasser aufnimmt, daß die Lagerung der einzelnen Körner untereinander so locker wird, daß der Sand bei jedem Spatenstich als Schwimmsand nachfließt. Wird eine solche Baugrube durch vielfaches Durchwühlen des Bodens unsachgemäß behandelt, so versinkt man darin und spürt die Wirkungsweise des nun zu Trieb sand gewordenen Materials, die in starkem Widerstand gegen das Herausziehen irgendwelcher Gegenstände besteht. Es konnte beobachtet werden, daß die Arbeiter ihre Stiefel nicht mehr aus dem Sande herausziehen konnten, und diese erst mühsam freigegeben werden mußten. Bei sachgemäßer Behandlung aber ist dieser Sand durchaus als tragfähiger Baugrund zu gebrauchen.

Im zweiten Fall wurde der Feinsand in den Böschungen des Unterwassergrabens in Schichten von rd. 4 m Mächtigkeit angetroffen. Hier wurde auch der den Feinsand wahrscheinlich überall unterlagernde untere Geschiebemergel angeschnitten. Der Sand stand unter einem Wasserdruck von 3 bis 5 m. Es zeigte sich, daß die in der Böschung liegenden Sandmengen das Bestreben hatten, in den Graben hinabzuströmen, und zwar geschah dies in Form von zunächst kleinen Gerinnen, in denen sich ein Brei die Böschung hinab bewegte. Solch eine Rinne bildete sich an irgend einer Stelle der Sandschicht aus einer anfangs kleinen und dann immer größer werdenden Höhle.

Aus dem Hintergrunde dieser Höhle floß der Sand als Trübe heraus und lagerte sich in einer sehr flachen Böschung (etwa 1:10) auf der Grabensohle ab. Die Wandungen und das Gewölbe machten einen an sich trockenen und festen Eindruck. Der Sand enthielt aber in dieser Lagerung 29 Gewichtsprozent Wasser. Die Festigkeit dieser Sandgewölbe im Gegensatz zu ihrer Rückwand, die zu Schwimmsand wurde, ist dadurch zu erklären, daß sie dem vollen Wasserdruck nicht mehr ausgesetzt waren, nachdem das andrängende Wasser im Grunde der Höhle einen Ausweg allerdings unter Bildung von Schwimmsand gefunden hatte. In diesen Seiten- und Stirnwänden der Höhle wirkte nun die Kohäsion neben der Friktion in hohem Maße zusammenhaltend auf den Sand ein.

Wenn durch das dauernde Herausfließen des Sandes aus dem unteren Teil der Höhle den Wandungen und dem Gewölbe die genügende Standsicherheit entzogen war, stürzte auf dem ganzen Umfang des Gewölbes ein fast gleichmäßig breiter Sandstreifen ab. Der hinabgestürzte Sand zeigte eine regelrechte Schollenstruktur. Durch den sich sehr schnell wiederholenden Vorgang der Gewölbebildung und des Einsturzes bekam ein derartiger Ausbruch in wenigen Tagen eine Ausdehnung von

mehrerer m³. Nahm man eine Scholle trocken aussehenden Sandes in die Hand und erschütterte diese ganz leicht, so fiel der Sand sofort als Brei auseinander; vollzieht sich hierbei eine Setzungsliebung.

Diejenigen Stellen, an denen sich vorbeschriebenen Höhlen bilden, sind manchmal durch das Vorhandensein einer geringen Tonschicht gegeben, auf der Wasser mit geringerem Widerstand, durch die Poren des Sandes vorzudringen vermag. Hier beginnt dann die Schwimmsandbildung durch Vermehrung des Porenvolumens des Sandes mit Hilfe des drängenden Wassers, bis die freie Beweglichkeit der Körner vorhanden ist, um sie mit überraschender Geschwindigkeit einem regelrechten Sandbach zu erweitern. Ähnliche Erscheinungen waren die Ursache von Erdfällen bei Sythen in Westfalen. Hier wurden Höhlen bis zu 50 m Länge, die zum Teil begehbar waren, durch auftretendes Grundwasser, das den Sand zu Schwimmsand werden ließ, gebildet. Der Sand war dort allerdings gröber, als der hier beschriebene.

Die Befestigung eines solchen Schwimmsandausbruches war im vorliegenden Fall verhältnismäßig einfach, da man unterhalb der Feinsandablagerungen im Geschiebemergel einen standsicheren Untergrund besaß. Es wurde etwas oberhalb der Sohle des auszubauenden Unterwassergrabens eine Pfahlreihe aus 2 m lange Pfählen geschlagen und zwischen diesen ein Flechtzaun hergestellt, der als Stütze diente für eine Rigole, die in den Ausbruch hineingelegt wurde und die, mit feinem Kies beginnend, dem breiigen Sand vorgelagert, nach



Beginnender Schwimmsandausbruch.

das Wasser aus diesem heraustraten ließ und abführte. Der bereits ausgeschwommene fehlende Boden wurde durch Kies ersetzt und dann die Befestigung, bestehend aus Kies, Schotter und sechseckigen Betonplatten mit offenen Fugen über das Ganze gezogen.

13) Zeitschrift für praktische Geologie 1917.

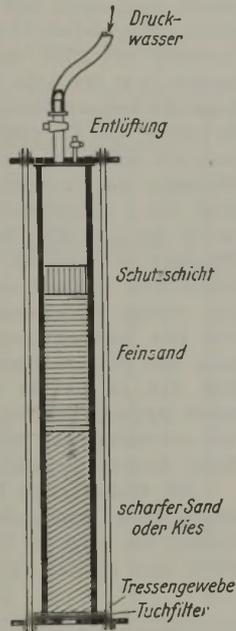
Im Bergbau werden nach Heise-Herbst, Bergbaukunde¹⁴⁾, beim Durchfahren einer Schwimmsandstrecke die Fugen in der Stollenzimmerung mit Heu und Stroh ausgestopft, um den Sand zurückzuhalten, das Wasser aber abzuführen. Nach Niess¹⁵⁾ wird bei Andrang sehr feiner Schwimmsandmassen eine zweifache Absperrung der Strecke vorgenommen, deren Zwischenraum als Filter ausgebildet wird.

Diese Art, den Schwimmsandausbruch zum Stillstand und den Sand zur Ablagerung zu bringen, indem man ihm ein widerstandsfähig abgestütztes Filter entgegenstellt, führte zu der Untersuchung, ob nicht etwa der so besonders feine Sand in die Schichten des Filters eindringt. Ferner lag die Befürchtung nahe, daß der Feinsand unter dem Einfluß des Wasserdruckes des gefüllten Staubeckens, dem er ja mehr oder minder ausgesetzt ist, in die ihn überlagernden Schichten gröberer Art vordringen und dadurch eine Volumenverminderung des Staudammuntergrundes hervorrufen könnte. Es wurden daher in dieser Richtung Versuche unternommen.

Versuche.

Der Versuchskörper bestand aus einem eisernen Rohr von 10 cm Durchm. und ungefähr 1,1 m Länge, das durch zwei Eisenplatten oben und unten verschlossen werden konnte, die durch Bolzen miteinander verbunden wurden. In der oberen Platte befand sich ein Stutzen zum Anbringen eines Schlauches für Druckwasser und ein Hahn zum Ablassen von Luft. In der unteren Platte befand sich eine Bohrung von 3 cm Durchm.

Das Rohr wurde nun auf die untere Platte gestellt, nachdem auf diese ein Tuchfilter und ein Tressengewebe gelegt war, so daß durch die Öffnung in der Platte nur Wasser abgeführt werden konnte. Dann wurde das Material in feuchtem Zustande in das Rohr eingebracht und festgestampft, das auf seine Fähigkeit, dem Eindringen des Feinsandes Widerstand zu leisten, geprüft werden sollte. Darüber wurde in dünnen Lagen ebenfalls feucht der Feinsand eingestampft, wobei man noch nach vierwöchentlicher Lagerung im trockenen Keller aus dem Material mit Leichtigkeit Wasser herauspressen konnte. Nunmehr wurde noch eine dünne Schutzschicht auf den Feinsand aufgebracht, um den Angriff des Druckwassers beim Füllen des Apparates von dem Feinsand fernzuhalten. Dann wurde die obere Platte mit einer Gummidichtung auf das Rohr gelegt, und beide Platten wurden mittels der Bolzen fest zusammengezogen. Darauf wurde das Druckwasser mit einem Druck von 15 m Wassersäule, der dem Talsperrendruck ungefähr entspricht, zur Wirkung auf die Bodensäule in dem Rohr gebracht. Neben dem gesuchten Ergebnis ließ sich auf diese Weise auch die Durchlässigkeit des Bodens näherungsweise feststellen. Die Untersuchungen erstreckten sich auf scharfen Sand und Kies, da der Feinsand nach den gemachten Beobachtungen nie unmittelbar unter gröberen Schichten, als diese beiden angetroffen wurde. Feinere Sande zu untersuchen erschien zwecklos, da das Ergebnis bei diesen beiden Sorten schon keine Befürchtungen in der angedeuteten Richtung entstehen ließ.



Versuchseinrichtung.

Versuch 1.

In die Versuchseinrichtung wurde eine Sandschicht von 42,6 cm Stärke in dünnen Lagen gestampft eingebracht. Dieser Sand bestand zu:

0,49 %	aus Korngröße	0 bis 0,029 mm
1,10	"	" 1 " 0,15 "
2,56	"	" 2 " 0,17 "
10,14	"	" 3 " 0,20 "
32,51	"	" 4 " 0,26 "
18,60	"	" 5 " 0,29 bis 0,78 mm
34,60	"	" 6 bis zu 1 mm.

Diese Zahlen stellen den Durchschnitt einer Reihe von Proben dar. Die Korngrößen wurden hier wiederum durch Sieben und unter Zuhilfenahme eines Mikroskops festgestellt. Es handelte sich um einen hauptsächlich aus Quarz bestehenden Sand, dessen Körner vorwiegend scharfkantige und gesplitterte Form aufwiesen.

Auf diese Schicht wurde eine 23,4 cm starke Feinsandschicht ebenfalls in Lagen gestampft aufgebracht und dann die Überdeckung in 6 cm Stärke eingefüllt. Diese Bodensäule wurde 5 Tage unter Druck gehalten

und dann daraufhin untersucht, ob eine Anreicherung des scharfen Sandes mit feinerem Material das aus der überlagernden Feinsandschicht stammen müßte, festzustellen sei.

Zunächst war beabsichtigt, als Versuchsrohr ein Tonrohr anzuwenden, in dem man die Sandsäule nach dem Versuch ausglühen und mit Paraffin hätte tränken können. Dann wäre die Säule zu einem festen Körper erhärtet, der aus dem Tonrohr durch dessen Zerschlagen befreit worden wäre und in kleinen Teilchen mit dem Mikroskop hätte untersucht werden können. Um aber nun die eingedrungenen Körper erkennen zu können, hätte eine der beiden Sandschichten intensiv gefärbt werden müssen; dies stellte sich als unmöglich heraus, wenn man von sehr schwachen Färbungen oder solchen, bei denen die Quarzkörner durch eine Farbhaut oder chemische Angriffe in ihrer äußeren Struktur verändert werden, absieht. Es wurde daher die Sandsäule mit einem flachen, langstieligen Löffel in kleinen Schichten abgegraben, wobei der Feinsand eine außerordentliche Festigkeit zeigte.

6 Schichten wurden aus der unteren Sandschicht entnommen.

Probe 1	. . .	42,0 cm	über der Grundplatte
" 2	. . .	39,0	" " "
" 3	. . .	33,5	" " "
" 4	. . .	27,5	" " "
" 5	. . .	22,4	" " "
" 6	. . .	6,4	" " "

Diese Proben wiesen folgende Mengen der einzelnen Korngrößen auf:

Proben:	1	2	3	4	5	6
Korngrößen: 0	1,25 %	0,62 %	1,12 %	0,91 %	0,55 %	0,88 %
" 1	2,00	2,07	1,68	1,51	0,92	0,88
" 2	4,02	3,11	2,80	2,26	2,76	3,54
" 3	12,50	10,30	10,50	9,10	9,20	9,75
" 4	32,60	27,00	32,10	27,20	31,30	31,90
" 5	20,00	22,70	18,20	16,70	18,40	18,60
" 6	27,63	34,20	33,60	42,40	36,87	34,50

Proben:	1	2	3	4	5	6	Korngrößen: 0 =	0,49 %
"	+	+	+	+	+	+	" 1 =	1,10
"	+	+	+	+	+	+	" 2 =	2,56
"	+	+	+	+	+	+	" 3 =	10,14
"	(+)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	" 4 =	32,51
"	+	+	(-)	(-)	(-)	(-)	" 5 =	18,60
"	-	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	" 6 =	34,60

× bedeutet keine Änderung des Prozentsatzes
 + " Vermehrung " "
 - " Verminderung " "
 () " unerhebliche Änderung des Prozentsatzes.

Es ist demnach eine Anreicherung an Bestandteilen der Korngröße 0 im Maximum bei Probe 1 mit 1,25 - 0,49 = 0,76 % und dem Minimum bei Probe 5 mit 0,55 - 0,49 = 0,06 % festzustellen. Diese Menge ist aber so gering, daß man ihr keine Bedeutung beimessen kann.

Versuch 2.

Bei diesem Versuch wurde als Unterlage des Feinsandes ein Kies von folgender Zusammensetzung gewählt:

Korngrößen: 0	= 0,029 mm	0,94 %
" 1	= 0,15 "	1,84
" 2	= 0,17 "	2,01
" 3	= 0,20 "	2,51
" 4	= 0,26 "	5,41
" 5	= 0,29 bis 0,78	3,97
" 6	= bis zu 4 mm	83,22

Die Kiesschicht war in diesem Fall 47,5 cm, die Feinsandschicht 31 cm stark. Nachdem die Probe 5 Tage dem Druck von 15 m Wassersäule ausgesetzt war, wurden 5 Proben dem Kies entnommen.

Probe 1	. . .	46 cm	über der Grundplatte
" 2	. . .	37	" " "
" 3	. . .	30	" " "
" 4	. . .	16,5	" " "
" 5	. . .	4	" " "

Die Proben wiesen folgende Mengen in den einzelnen Korngrößen auf:

Proben:	1	2	3	4	5
Korngrößen: 0	1,27 %	1,18 %	1,33 %	1,18 %	1,07 %
" 1	1,82	1,47	1,69	1,77	1,50
" 2	1,82	1,47	1,69	1,18	1,71
" 3	2,73	2,94	3,21	3,54	4,05
" 4	5,10	6,19	6,62	5,31	5,89
" 5	3,64	4,41	3,21	4,50	4,28
" 6	83,62	82,34	82,25	82,52	81,50

¹⁴⁾ Bd. 2, 2. Auflage, Berlin 1913, Julius Springer.

¹⁵⁾ Bekämpfung der Wassersand- und Schwimmsandgefahr im norddeutschen Braunkohlenbergbau, S. 48.

Proben:	1	2	3	4	5	Korngrößen:	0 = 0,94 %	
Korngrößen:	0	+	+	+	+	1	= 1,84	
"	1	(-)	-	-	(-)	"	2 = 2,01	
"	2	-	-	-	-	"	3 = 2,51	
"	3	+	+	+	+	"	4 = 5,41	
"	4	(-)	+	+	(-)	+	"	5 = 3,97
"	5	(-)	+	-	+	(+)	"	6 = 83,32
"	6	(+)	(-)	(-)	(-)	(-)		

Auch in diesem Fall ist eine Anreicherung der Korngröße 0 festzustellen, die aber noch geringer ist, als bei dem ersten Versuch, und zwar beträgt sie

Maximum: 1,33 bis 0,94 = 0,39 %
 Minimum: 1,07 „ 0,94 = 0,13 %

Versuch 3.

Bei einem dritten Versuch wurde an Stelle des grauen Feinsandes ein gelber, auch sehr feiner Sand, der ganz geringe Spuren Lehm enthielt, daraufhin untersucht, ob er unter dem Druck von 15 m Wassersäule in gröbere Schichten eindringt. Die Zusammensetzung dieses Sandes war folgende:

Korngrößen:	0 = 0,029 mm	39,02 %
"	1 = 0,15 "	23,30
"	2 = 0,17 "	16,60
"	3 = 0,20 "	14,04
"	4 = bis zu 0,3 mm	7,04

In diesem Fall wurde eine Kiesschicht von 31 cm, darüber eine Sandschicht aus scharfem Sand von 20,5 cm und hierauf eine Schicht des feinen Sandes von 24,9 cm eingestampft.

Nach 6tägiger Einwirkung des Druckes von 15 m Wassersäule wurden 4 Proben aus der Sandschicht entnommen.

Probe 1	. . .	50,9 cm	über der Grundplatte
" 2	. . .	48,0 "	" " "
" 3	. . .	44,3 "	" " "
" 4	. . .	39,8 "	" " "

Die Proben zeigten folgende Korngrößenverhältnisse:

Proben:	1	2	3	4
Korngrößen:	0 1,15 %	0,99 %	0,86 %	0,57 %
"	1 2,30	1,98	1,75	2,30
"	2 3,47	2,96	2,24	3,74
"	3 9,25	9,90	13,95	8,62
"	4 26,00	27,25	25,30	24,40
"	5 17,36	14,85	17,50	14,40
"	6 40,47	42,07	38,40	45,87

Der hier verwendete Sand zeigte vor dem Versuch folgende Zusammensetzung nach Korngrößen:

Proben:	1	2	3	4	Korngrößen:	0 = 0,029 mm	0,70 %	
Korngrößen:	0	+	+	+	-	1 = 0,15 mm	1,97	
"	1	+	×	-	+	"	2 = 0,17 "	3,08
"	2	+	(-)	-	+	"	3 = 0,20 "	9,96
"	3	-	×	+	-	"	4 = 0,26 "	26,14
"	4	×	+	-	-	"	5 = 0,29 bis 0,78	17,57
"	5	(-)	-	×	-	"	6 = bis zu 1 mm	40,58
"	6	(-)	+	-	+			

Die Verschiedenheit zwischen den Ergebnissen der dem Versuch entnommenen Proben gegenüber dem vorher festgestellten Korngrößen-

verhältnis des scharfen Sandes ist im vorliegenden Falle sehr gering. Es kann hieraus nicht der Schluß gezogen werden, daß Teile des feineren Sandes in den gröberen eingedrungen sind.

Nach den Ergebnissen der Versuche 1 u. 2 darf es als erwiesen angesehen werden, daß der hier behandelte Feinsand, falls er unter Druck gesetzt, nicht in nennenswertem Maße in ihn überlagernde Sand- oder Kiesschichten eindringt. Der Sand dürfte infolgedessen ein sorgfältig hergestelltes Kiesfilter nicht als Schwimmsand durchdringen. Es sei dabei zu beachten, daß er unter einem derartig starken Druck gesetzt, daß die gesamte Oberfläche mit ihm emporgedrückt wird.

Ein Schwimmsandausbruch wurde künstlich erzeugt dadurch, daß ein Filtergaze und das Tuchfilter, die die Öffnung in der Bodenplatte des vorher beschriebenen Apparates überdeckten, zerschnitten wurden, während das Rohr mit Feinsand gefüllt war und sich unter dem Druck von 15 m Wassersäule befand. Der Sand wurde als zähflüssige Masse aus der Öffnung in der Gaze herausgedrückt, worauf das Druckwasser austrat. Es entstand ein der ungefähr dreifachen Öffnung in der Gaze entsprechende Kanal, der sich durch die Sandsäule hinzog in geringen Windungen, was nach dem Abstellen des Druckwassers deutlich beobachtet werden konnte. Daß nicht der ganze Sand aus dem Rohr ausschamm, ein Beweis dafür, daß der Sand nur dort zum Schwimmsand wird, wo sein Gleichgewicht gestört wird. Der am Rande des Rohres anstehende Sand wurde aber nicht aus dem Gleichgewicht gebracht, da er sich gewissermaßen als zylindrischer Ring auf die Bodenplatte stützte.

Schon vor dem Durchschneiden der Filtergaze einer Tresse Nr. wurde festgestellt, daß der Sand diese durchdringt, was die Unmöglichkeit einer erfolgreichen Grundwasserabsenkung unter Anwendung von Rohrburgen mit einer derartigen Tresse in diesem Sande bestätigt. Man könnte zwar durch die Herstellung eines guten Kiesfilters, das schließlich sogar die Tresse entbehrlich machen würde, die Brunnen vor dem Versande bewahren, die Ergiebigkeit der Brunnen würde aber trotzdem sehr gering sein, da nach den Feststellungen bei einem der vorher beschriebenen Versuche die Durchlässigkeit dieses Sandes nur 0,000 000 27 m³/sek beträgt bei 1 m² Querschnitt und 1 m Tiefe des untersuchten Sandkörpers sowie bei 1 m WS Druckunterschied. Um ein möglichst einwandfreies Ergebnis zu erhalten, wurde in diesem Falle der Sand mit Wasser zu einem Brei gekocht und in die Versuchseinrichtung eingefüllt, wodurch die völlige Entfernung der Luft aus der Sandsäule angestrebt wurde. Die fast wirkungslosen Entwässerungsversuche an Feinsanden bereiten auch den Bergbauingenieuren häufig erhebliche Sorgen. So stellt Nies fest, daß es als ein sehr ungünstiger Umstand der tonigen Schwimmsande (Quarzschlämme) gelten muß, daß sie im Schichtenverbande so gut wie unentwässerbar sind, und ihre Gefährlichkeit für den Grubenbetrieb daher dauernd behalten.

Im vorliegenden Falle mag die starke Undurchlässigkeit des Feinsandes eine Gewähr dafür bieten, daß die Wasserverluste in dem Staukasten der Lappiner Talsperre nicht erheblich sein werden, da dessen Sohle zum größten Teil im Untergrunde aus diesem Material besteht.

Zusammenfassung.

Der hier untersuchte Feinsand zeigt in der Lagerung unterhalb des Grundwasserspiegels eine große Neigung zur Schwimmsandbildung, bei jeglicher Gleichgewichtsstörung. Er ist jedoch als zuverlässiger Baugrund anzusprechen, wenn man ihm die Möglichkeit des Ausweichens unter veränderten Druckverhältnissen nimmt, da er unter diesen Umständen nach Versuchen offenbar auch nicht in ihn umgebende gröbere Bodenarten eindringt.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte.

Von Dipl.-Ing. Wilhelm Meyer, Duisburg.¹⁾

In Eisenbauanstalten haben die Transportmittel einen ganz hervorragenden Anteil an der reibungslosen Abwicklung der Fabrikation, da in ihnen große Massen mit durchweg geringer Bearbeitung über weite Strecken zu fördern sind. Die räumlichen Verhältnisse, die durch die Entwicklung der meisten Eisenkonstruktionswerkstätten bedingt sind, stehen der wirtschaftlichen Gestaltung des Werkstattförderwesens oft hemmend entgegen. Außer diesen, ich möchte sagen räumlichen Schwierigkeiten begegnet man bis in die neueste Zeit einem Mangel an Verständnis für die Wichtigkeit des Transportwesens, der oft darin begründet ist, daß man infolge ungenügender Abrechnungsverfahren die tatsächlichen Kosten der Werkstattförderung nicht erkennt. Außerdem ist man sich häufig nicht darüber klar, von welchen Gesichtspunkten aus man die Transportfrage in einer Eisenbauanstalt zu betrachten hat und nach welchen Grundsätzen ihre zweckmäßigste Lösung zu suchen ist.

Für die beste Lösung des Transportproblems in einer Eisenbauanstalt stehen zwei Prinzipien im Vordergrund, die als Kreislaufprinzip und Flußlaufprinzip bezeichnet werden können.

Nach dem Kreislaufprinzip (Abb. 1) sind die Werkstätten und die dazugehörigen Nebenbetriebe so angeordnet, daß der Materiallauf durch die Fabrik geschlossen ist, d. h. Zufuhr der Rohstoffe und Abfuhr der Fertigerzeugnisse befinden sich auf einer Seite der Fabrik.

Nach dem Flußlaufprinzip (Abb. 2) werden auf der einen Seite die Rohstoffe

der Werkstatt zugeführt, während die Fertigerzeugnisse auf der gegenüberliegenden Seite die Hallen verlassen.

Bei der Wahl des Kreislaufprinzips ist nur ein Anschlußgleis zur Fabrik notwendig, das vor den parallel liegenden Lagern und Zusammenbauhallen senkrecht zu diesen vorbeigeführt wird. Die Gleisanlage wird sowohl von den Lagerkränen wie auch den Zusammenbauhallen bestrichen. Auf der anderen Seite werden die Lager und die Hallen von den Bearbeitungswerkstätten begrenzt. Diese stellen zugleich die stets erforderliche Querverbindung zwischen Lager und Zusammenbau her. Durch diese Anordnung werden die Förderwege auf das kürzeste Maß beschränkt. Die Verteilung des Materials an die einzelnen Arbeitsmaschinen und von dort in die Zusammenbauhallen wird nicht durch gegenläufige Bewegungen gestört. Die gesamte Förderung kann Laufkränen übertragen werden, jeder Flurverkehr und Quertransport von Hand ist ausgeschaltet.

Auch bei der Anwendung des Flußlaufprinzips kann weitgehende Mechanisierung des Transportes durchgeführt werden. Beim Flußlaufprinzip stellen

die Bearbeitungswerkstätten ebenfalls die Querverbindung zwischen Lager und Zusammenbau her, jedoch fließt jetzt das Material den Bearbeitungswerkstätten auf der einen Seite zu und verläßt sie auf der gegenüberliegenden Seite in gleicher Richtung. Im Gegensatz zum Kreislaufprinzip erfordert das Flußlaufprinzip zwei Gleisanlagen. Die deutschen Verhältnisse gestatten die großzügige Durchführung dieses Prinzips kaum, da die doppelseitige Anlage von Gleisen große Kosten verursacht. Hinzu kommt noch, daß die in den Lagern entladenen Eisenbahnwagen erst umgeleitet werden müssen, um mit Fertigerzeugnissen beladen das Werk verlassen zu können. Die Anordnung der Lager und Werkstätten hintereinander empfiehlt sich daher hauptsächlich bei solchen Eisenbaubetrieben, die unmittelbar einem Walzwerk angeschlossen sind und aus dessen Lagern arbeiten können.

¹⁾ Auszug aus der bei der Technischen Hochschule Braunschweig eingereichten Dr.-Ing.-Dissertation.

Nicht nur aus Gründen des zweckmäßigsten Transportes sollten die Bearbeitungswerkstätten von den Zusammenbauhallen getrennt werden, sondern die Aufstellung von Arbeitsmaschinen in den Zusammenbauhallen ist schon aus der Erwägung zu vermeiden, daß der Maschinenarbeiter durch den Lärm, den die Preßluftschlämmer verursachen, in seiner Arbeit gestört wird. Durch das starke Geräusch wird er von der Beobachtung seiner Maschine abgelenkt, und unregelmäßige Geräusche an seiner Maschine oder seinem Werkzeug könnten seiner Aufmerksamkeit entgehen. Ebenfalls läßt der in den Zusammenbauhallen häufig herrschende Staub, der auf die Lebensdauer der modernen Hochleistungsmaschinen einen ungünstigen Einfluß ausübt, eine Trennung geboten erscheinen. Die Größe der Bearbeitungswerkstätte richtet sich nach der Anzahl der aufzustellenden Maschinen, deren Wahl von der beabsichtigten Jahresproduktion abhängig ist.

Die in Fachkreisen strittige Frage, ob die Zuschneidemaschinen zweckmäßiger im Lager oder den Bearbeitungswerkstätten anzuordnen sind, ist bei dem Werk, auf das sich meine Ausführungen beziehen, zugunsten der Aufstellung in den Lagern entschieden worden. Es hat sich nämlich im Sinne einer rationellen Arbeitsunterteilung als äußerst vorteilhaft herausgestellt, dem Vorzeichner die Bauteile fertig gelangt anzuliefern, da er sich jetzt seiner eigentlichen Aufgabe ausschließlich widmen kann. Weitere Vorteile der Aufstellung der Zuschneidemaschinen in den Lagern liegen darin, daß die Werkstätten von dem Schrottabfall freigehalten werden und daß ein Rücktransport der noch verwendungsfähigen Abfallstücke zu den Lagern erspart wird. Nicht zu unterschätzen ist die hierdurch gewährte Übersichtlichkeit und Sauberhaltung der Werkstätten.

Den Zusammenbauhallen gibt man eine Breite von 20 bis 25 m. Bei mehr als 25 m Spannweite wird die Eigenlast der Krane im Verhältnis zur Nutzlast zu groß, und die dadurch gesteigerten Stromkosten beeinträchtigen die Wirtschaftlichkeit der Förderung. Ein Kran ist in der Lage, höchstens 75 m der Zusammenbauhalle einwandfrei zu bedienen. Mehr als 2 Krane auf einer Fahrbahn unterzubringen, ist im allgemeinen nicht zweckmäßig, da jeder weitere Kran nur dazu beiträgt, die Bewegungsfreiheit der anderen Krane beim Arbeiten zu behindern. Damit ergibt sich für die Zusammenbauhalle als günstigste Länge 150 m. Auch bei einer größeren Länge der einzelnen Kranbahnen ist die Verwendungsmöglichkeit eines dritten Krans genau zu prüfen, da die Gefahr der ungenügenden Ausnutzung besteht, wodurch seine Rentabilität in Frage gestellt wird.

Die Verteilung des Materials an die einzelnen Arbeitsmaschinen und von dort in die Zusammenbauhallen wird nicht durch gegenläufige Bewegungen gestört. Die gesamte Förderung kann Laufkränen übertragen werden, jeder Flurverkehr und Quertransport von Hand ist ausgeschaltet.

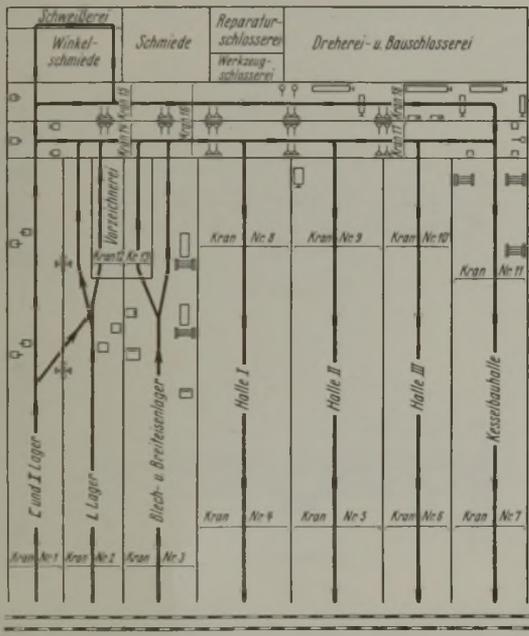


Abb. 1.

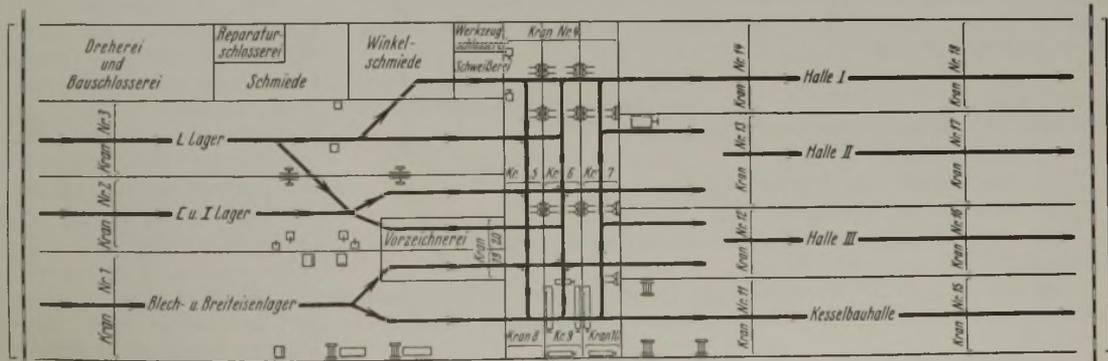


Abb. 2.

Die Fördermittel, die für eine Eisenkonstruktionswerkstätte benutzt werden können, sind nach zwei Gruppen zu ordnen:

1. Transportorgane für den Flurverkehr
2. " " " " Überflurverkehr.

Für den Flurverkehr einer Eisenbauwerkstätte kommen vornehmlich zwei Arten in Betracht:

1. Handförderung auf Schmalspurgleisen
2. Wagenthrehkrane (Abb. 3).

Eine dritte Art der Flurförderung, der gleislose Verkehr mit Elektrokarren und Hubwagen, ist für eine Eisenkonstruktionswerkstätte im allgemeinen wegen der Sperrigkeit der zu befördernden Baustoffe ungeeignet. Kurze Stücke, wie Knotenbleche, Anschlußwinkel und Klein-Eisenteile lassen sich mit ihnen fördern, doch müssen

zur Heranschaffung des Materials an die Zulage oder Arbeitsmaschine besondere Wege vorgesehen werden, so daß der erhoffte Vorteil durch die Verkleinerung des Fabrikationsraumes aufgehoben, wenn nicht gar in einen Nachteil verwandelt wird.

Zur Handförderung auf Schmalspurgleisen werden zweiachsige Wagen verwandt, deren Radsätze mit Kugel- oder Rollenlagern zu versehen sind. Falls in den Gleisen starke Krümmungen vorhanden sind, wird man fliegenden Rädern den Vorzug geben. Die Transportwagen müssen kräftig gebaut sein, damit Beschädigungen durch das ungleiche Absetzen der meist schweren Lasten nach Möglichkeit vermieden werden. Drehscheiben sind nicht zu empfehlen, da ihre Verwendung stets mit Zeitverlust verbunden ist.

Die Wagenthrehkrane, die die zweite Gruppe der Flurfördermittel in Eisenkonstruktionswerkstätten bilden, werden sowohl mit Dampf als auch elektrisch oder brennstoffmotorisch angetrieben.

Da die gleichzeitige Verwendungsmöglichkeit als Zugmittel in den meisten Fällen für die Anschaffung eines Wagenthrehkranes ausschlaggebend sein wird, findet man ihn heute noch in einer ganzen Reihe von deutschen Eisenbauanstalten. Auch die geringen Anschaffungskosten einer Transportanlage mit Wagenthrehkran sprechen für seine häufige Verwendung, denn das Legen der Schienenstränge ist mit verhältnismäßig wenig Kosten verknüpft. Allerdings ist bei einer solchen Anlage in Betracht zu ziehen, daß rd. 20% an nutzbarer Bodenfläche durch die Schienenwege verlorengehen. Alle Wagenthrehkrane haben den Nachteil, daß sie verhältnismäßig langsam arbeiten, da die einzelnen Bewegungen, wie Heben, Senken, Schwenken und Verfahren, im allgemeinen nur nacheinander ausgeführt werden können. Der hierdurch entstehende Zeitverlust ist recht erheblich.

Im Gegensatz zu den elektrisch betriebenen Wagenthrehkranen haben die Dampfdrehkrane bei Benutzung in geschlossenen Räumen den Nachteil, daß der Rauch und der ausströmende Dampf die Arbeiter stark belästigt. Andererseits gestaltet sich bei elektrisch betriebenen Wagenthrehkranen die Stromzuführung sehr umständlich. Auch setzen die Stromschienen der Bewegungsfreiheit gewisse Grenzen und bilden, falls sie niedrig verlegt werden müssen, eine Gefahrenquelle für die Belegschaft.

Sowohl die Förderung auf Schmalspurgleisen wie auch der Transport mittels Wagenthrehkranen sollten nur als Notbehelf angesehen werden und dürften mit der Zeit aus den Betrieben verschwinden. Diese Fördermittel sind in der Hauptsache für den Transport von einem Werkstattschiff zum anderen notwendig, da sich bei alten Anlagen die Anordnung einer Querhalle, in der ein elektrischer Brückenlaufkran eingebaut werden könnte, selten durchführen läßt.

Den größten Anteil an der Materialförderung in einer Eisenbauwerkstätte haben die Transportmittel für den Überflurverkehr. Sie ordnen sich nach drei Gruppen, und zwar:

1. Wanddrehkrane,
2. Brückenlauf- und Brückendrehkrane,
3. Wandlaufkrane (Abb. 4).

Diese Bezeichnungen sind den Arbeiten von Aumund und Hänchen entnommen²⁾.

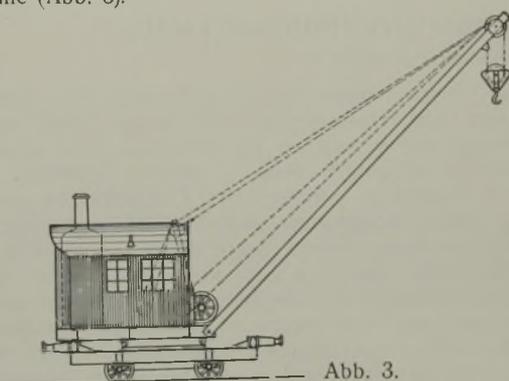
Die erste Gruppe, die Wanddrehkrane, spielen nur eine untergeordnete Rolle für den Langtransport. Ihre Verwendungsmöglichkeit beschränkt

²⁾ A. Aumund, „Hebe- und Förderanlagen“; R. Hänchen, „Das Förderwesen der Werkstättenbetriebe“.

sich auf Hilfsarbeiten bei langwierigen Zusammenbauten und auf die Bedienung der Arbeitsmaschinen, wie Stanzen, Walzen usw. Man wird gern auf sie zurückgreifen, da ihre Anschaffung nur geringe Mittel erfordert und ihre Aufstellung leicht bewerkstelligt ist. Daß man von Elektroflaschenzügen weitgehend Gebrauch macht, dürfte für einen modernen Betrieb Voraussetzung sein.

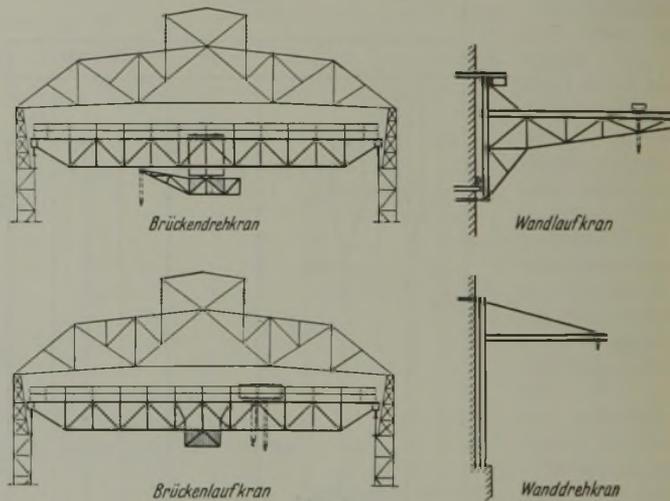
Brückenlaufkrane findet man in der verschiedensten Form und Anordnung in den Eisenbauanstalten. Im allgemeinen wird man mit Kranen bis zu 15 t Tragkraft auskommen, da gegebenenfalls zwei Krane mittels Traverse auf dieselbe Last, z. B. beim Verladen arbeiten können.

Zwei Krane übereinander sollten in Eisenbauwerkstätten nicht eingebaut werden; denn die zu fördernden Lasten lassen sich infolge ihrer Sperrigkeit oft nicht einwandfrei anschlagen und gefährden dadurch beim Überfahren des unteren Kranes die Sicherheit des Betriebes sehr stark. Die ohnehin in Eisenkonstruktionswerkstätten selten voll ausgenutzten Krane arbeiten bei Übereinanderanordnung mit noch schlechterem Wirkungsgrade, denn der Stromverbrauch steigert sich infolge der größeren Hubhöhe beträchtlich. In den Maschinenhallen kann diese Anordnung jedoch von Vorteil sein, wenn man auf Wanddrehkrane verzichten will. Es sind dann die leichten Krane unten vorzusehen, die die Arbeitsmaschinen bedienen und die Materialbewegung von Maschine zu Maschine bewerkstelligen, während die oben laufenden stärkeren Krane nur bei schwereren Arbeiten herangezogen werden. Es läßt sich dann fast immer einrichten, daß das Fördern von Lasten über die Arbeitsplätze hinweg unterbleibt, während sich z. B. in den Zusammenbauhallen dies nie ganz vermeiden läßt. Von der Verwendung von Brückendrehkranen kann man bei einwandfrei geregelter Quertransport absehen, da sich dann ein Verkehr zwischen den einzelnen Hallen erübrigt.



Wagenthrehkran

Abb. 3.



Brückenlaufkran

Abb. 4.

Als dritte Gruppe der Überflurverkehrsmittel in Eisenbauanstalten sind die elektrisch betriebenen Wandlaufkrane zu nennen. Von ihnen wird in neuerer Zeit weitgehend Gebrauch gemacht, da man mit ihrer Hilfe sehr oft eine günstige Lösung der Werkstatt-Transportfrage findet. Sie werden vor allem in der Bearbeitungshalle wesentlich zur Entlastung der Brückenlaufkrane beitragen, ohne deren Bewegungsfreiheit sehr zu beschränken. Ein Nachteil der Wandlaufkrane kann darin gesehen werden, daß sie im allgemeinen nur verhältnismäßig leichte Lasten aufnehmen und infolge ihrer begrenzten Ausladung nur kleine Arbeitsfelder bestreichen können. Geht man dazu über, die Leistungsfähigkeit der Wandlaufkrane zu steigern, so muß man eine stärkere Beanspruchung der Hallenkonstruktion in den Kauf nehmen. Hierdurch wird die Gesamtanlage erheblich verteuert, so daß der beabsichtigte wirtschaftliche Vorteil in Frage gestellt werden kann.

Für die elektrische Ausrüstung der Krane in Brückenbauanstalten kommt heute fast nur noch der Drehstrommotor in Frage. Man kann auf die Vorteile der Gleichstromhauptmotoren mit ihrer weitgehenden Regelungsfähigkeit verzichten, da es selten erforderlich ist, die Lasten genau abzusetzen. Die Stärke der Motoren ist so zu wählen, daß die nach Erfahrung in der Praxis bewährten Bewegungsgeschwindigkeiten gewährleistet sind, und zwar das Langfahren mit 100 m/min, das Heben mit 7 m/min und das Katzenfahren mit 30 m/min.

Nach dieser Würdigung der Vor- und Nachteile der verschiedenen Gesamtanordnungen einer Eisenbauanstalt und ihrer Transportmittel kann zusammenfassend gesagt werden:

Die Werkstätten sind so anzuordnen, daß der gesamte Quertransport auf das geringste Maß beschränkt wird. Er ist so zu regeln, daß eine einwandfreie Bedienung der Arbeitsmaschinen und eine gute Verteilung des Materials auf die Zusammenbauhallen gewährleistet ist. Das Förderwesen ist so zu gestalten, daß das Material möglichst ohne Um-

I Werkbüro II Rohstoffversorgung III Vorzeichner IV Maschinenmeister V Transportmeister		Datum	Säge Nr. Blechscherer Nr. Trägerscherer Nr. Winkelscherer Nr.	Termin	für Vorzeichner aufgestellt am: von:	Werkzettel Nr.	Auftrag Nr. Blatt Nr.	
Pos.	Stück	Profil	Länge	Gewicht kg	von Lager Bestell- länge	Schab- lonen Stück		
							angefangen am: _____	gearbeitete St. _____
							fertig am: _____	Meister: _____

Abb. 5.

Transportmeister Rohstoffversorgung Akkordkontrolle Lohnbüro Terminkontrolle Werkbüro		Datum	Säge Nr. Blechscherer Nr. Trägerscherer Nr. Winkelscherer Nr.	Termin	für Vorzeichner aufgestellt am: von:	Werkzettel Nr.	Auftrag Nr. Blatt Nr.
Pos.	Stück	Profil	Länge	Gewicht kg	von Lager Bestell- länge	Schab- lonen Stück	Akkord Stück
							zuscheiden
							Name
							Kontroll-Nr.
							Montag
							Dienstag
							Mittwoch
							Donnerstag
							Freitag
							Samstag
							Sonntag
							Summe der Stunden zu verrechnen die Stunden
							Summe der Akkorde
							fertig am: _____
							Meister: _____

Abb. 6.

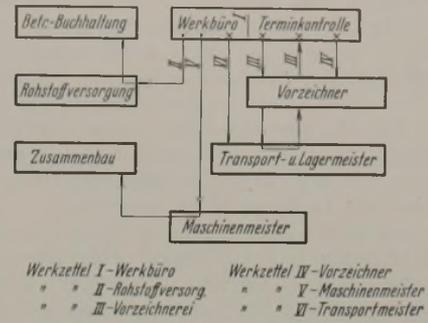


Abb. 7.

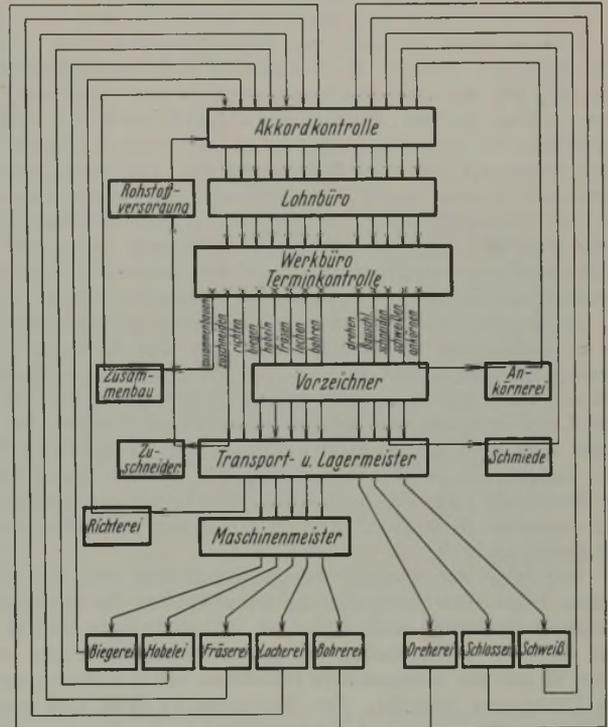


Abb. 8.

laden zur Verwendungsstelle geschafft und so ein häufiges An- und Ab-lagen der Lasten vermieden wird, denn das Befestigen der Lasten erfordert oft einen weit größeren Zeitaufwand als das Heben und Fort-bewegen des Fördergutes selbst.

Handförderung sollte vollkommen verschwunden sein. Der gesamte Transport ist mit elektrisch betriebenen Kränen vorzunehmen. Die Arbeits-geschwindigkeiten der Krane sind so zu wählen, daß das Arbeitstempo der Belegschaft beschleunigt wird, ohne dadurch die Sicherheit des Betriebes und die Güte der Ausführung zu beeinträchtigen. Schnellaufende Krane werden dem gesamten Arbeitsbild eine lebhaftere Note verleihen und zur Leistungssteigerung beitragen, während langsam arbeitende Krane durch das damit verbundene Warten einen äußerst ungünstigen Einfluß auf die Arbeitsgeschwindigkeit der Leute ausüben.

Von fast ebenso großer Wichtigkeit wie geeignete Fördermittel und eine wohlgedachte Anordnung des gesamten Werkes für eine einwand-freie Abwicklung des Werkstattförderwesens ist eine gut durchgeführte Organisation des Transportes selbst. Diese bedingt eine Betriebsführung nach wissenschaftlichen Gesichtspunkten; denn hierdurch wird der Gang des Materials, also auch das Förderwesen, zwangläufig festgelegt. Schon auf dem Werkbureau, auf dem die Arbeitsvorbereitungen durchgeführt werden, wird durch Bestimmung der Reihenfolge der einzelnen Arbeitsgänge der Materiallauf vorgeschrieben. Im Betriebe selbst ist keine eigenmächtige Änderung erlaubt, da dadurch die zwangweise Transportregelung in Frage gestellt wird. Ein Abweichen von dem einmal gefaßten Plan zieht oft die unangenehmsten Folgen nach sich, sei es durch Anhäufen von Material an den einzelnen Arbeitsplätzen, durch verspätete Fertigstellung für den Zusammenbau gleichzeitig benötigter Teile oder durch einseitige und zeitweise zu starke Belastung der Transportmittel.

In dem behandelten Werke gelangte im Jahre 1922 der seit langem im Maschinenbau verwirklichte Gedanke der planmäßigen Arbeits-

vorbereitung und die hierdurch ermöglichte einheitliche Erfassung des Werkstattförderwesens nach einem von Prof. Schlesinger entwickelten System zum erstenmal in einer Eisenkonstruktionswerkstätte zur Durch-führung. Es waren allerdings anfangs große Schwierigkeiten zu über-winden, da man sich ursprünglich von dem Gedanken leiten ließ, daß man es bei der Herstellung von Eisenkonstruktion mit einer Massen-fabrikation zu tun hätte, während man von einer Einzelfabrikation sprechen muß. In Deutschland muß nämlich im Gegensatz zum amerkanischen Eisenbau, bei dem von einer Massenfabrikation im Sinne einer Norm-teilfabrikation geredet werden kann, jedes Bauwerk in Eisenkonstruktion als ein Individual-Bauwerk angesehen werden. Es war das Hinzuziehen geeigneter Werkstattfachleute mit großen Erfahrungen im Eisenbau er-forderlich, mit deren Hilfe die von Schlesinger entwickelten Gedanken zur Durchführung gelangen konnten. Die Organisation hat sich seit Jahren gut bewährt, denn man konnte bei gleicher Ausbringung die Beleg-schaft um etwa 35% verringern. Die durch die Organisation bedingten Mehrkosten sind sehr gering, da das Bureaupersonal nur um wenige Leute vermehrt wurde und andererseits im Betriebe verschiedene Meisterstellen eingespart werden konnten.

Auf dem Werkbureau werden durch geeignete Fachleute, die den Betrieb genau kennen, an Hand der Zeichnungen und Stücklisten die Arbeitsgänge der Reihenfolge nach festgelegt und die Arbeitsmaschinen bestimmt, auf denen das Material bearbeitet werden soll. Hiernach werden die Arbeits-zeiten bzw. Löhne und die Termine für die einzelnen Arbeiten angesetzt. Die Rohstoffversorgung hat auf den Stücklisten ihre Vermerke einzutragen, ob Lager- oder Bestellmaterial zu verwenden ist.

Die Aufzeichnung der Arbeitsgänge geschieht mittels zweier Arten von Zetteln, den Werkzetteln und den Arbeitsauftragszetteln, kurz Arbeits-zettel genannt (Abb. 5 u. 6). Auf den Werkzetteln sind sämtliche Be-arbeitungsarten, die in einer Eisenbauanstalt vorkommen können, vor-

gedruckt, während die in gleicher Größe ausgeführten Arbeitsauftragzettel statt dieser Rubriken Vordrucke für die auszuführende Arbeit, wie Zuschneiden, Bohren usw. enthalten. Da die Arbeitszettel so eingerichtet sind, daß sie bei Vervielfältigung der Werkzettel gleichzeitig abgezogen werden können, erscheint auf jedem der Arbeitszettel das zu verarbeitende Material nach Position, Stückzahl usw., wie auf dem Werkzettel. Jeder Arbeiter ist hierdurch sofort bei Aushändigung des Arbeitszettels über den Umfang der ihm übertragenen Arbeit genau unterrichtet. Die Werkzettel werden laufend nummeriert und damit zugleich auch die Arbeitsauftragzettel. In Abb. 6 ist der Zuschneidezettel dargestellt. Die übrigen Arbeitszettel sind in ganz ähnlicher Weise ausgeführt.

Die in sechsfacher Ausfertigung hergestellten Werkzettel werden an die an der Herstellung des Auftrages beteiligten Stellen nach dem in Abb. 7 dargestellten Plan verteilt. Werkzettel I verbleibt auf dem Werkbureau, Werkzettel II geht zur Rohstoffversorgung und wird nach Entnahme des Materials an die Betriebsbuchhaltung weitergeleitet, Werkzettel III und IV erhält die Vorzeichner, Werkzettel V läuft zum Maschinenmeister und wandert nach Erledigung der Maschinenarbeit zum Zusammenbauer, Werkzettel VI geht zum Transport- und Lagermeister.

Die Verwendung der einzelnen Werkzettel und Arbeitsauftragzettel im Betriebe selbst geschieht nun folgendermaßen (Abb. 7 u. 8): Bei Beginn der Arbeit übergibt der Vorzeichner dem Transportmeister den Werkzettel III, der mit dem Zuschneidezettel in das Lager und von dort mit dem Material zu den Zuschneidemaschinen wandert. Nach Erledigung des Transportes geht der Werkzettel III zum Transportmeister zurück. Der Zuschneidezettel läuft nach Beendigung des Längens ebenfalls zum Transportmeister zurück. Der Werkzettel III geht mit dem Vermerk „geschnitten“ jetzt zur Transportkolonne, die das Material der Vorzeichnerlei zustellt und gleichzeitig den Werkzettel III der Vorzeichnerlei zurückgibt. Nach Vornahme der Vorzeichnerarbeit wird der Werkzettel III zum Werkbureau gegeben und nach den nötigen Eintragungen auf Werkzettel I als erledigt abgestellt.

Der Zuschneidezettel wandert vom Lagermeister zur Rohstoffversorgung, da er gleichzeitig als Rohstoffbezugzettel benutzt wird. Die Rohstoffversorgung schreibt aus ihrer Kartei das entnommene Material ab und gibt den Werkzettel II zur Betriebsbuchhaltung, damit der Auftrag mit dem dem Lager entnommenen Rohstoff belastet werden kann. Der Zuschneidezettel läuft von der Rohstoffversorgung zur Akkordkontrolle, von dort zum Lohnbureau zwecks Verrechnung der Stunden und kehrt dann über die Terminkontrolle ins Werkbureau zurück, um als erledigt ausgetragen und abgestellt zu werden. Der Kreislauf des Zuschneidezettels ist hiermit geschlossen.

Der Weg der übrigen Arbeitsauftragzettel wie für das Anknören, Bohren, Fräsen usw., geht über die Vorzeichnerlei, die die vorzunehmenden Arbeiten kontrolliert. Sie werden an die zuständigen Meister zugleich mit dem Material weitergeleitet, indem der Transportmeister seinen Werkzettel VI mit den Arbeitszetteln zusammen seiner Kolonne zur Ausführung des Transportes übergibt. Der Werkzettel VI läuft stets zum Transportmeister zurück, während der Arbeitszettel in der Maschinenabteilung verbleibt. Soll eine Förderung des Materials von einer Arbeitsmaschine zu einer anderen vorgenommen werden, so geht der Arbeitszettel der zuletzt ausgeführten Arbeit dem Transportmeister zu, der hierdurch den Auftrag zur Ausführung weiterer Transportarbeiten erhält. Dies wiederholt sich, bis der gesamte Transport bis zu den Zulagen erledigt ist. Die Arbeitsauftragzettel gehen nach Erledigung in der Werkstatt zur Akkordkontrolle, von dort zum Lohnbureau, dann in die Terminkontrolle und zum Werkbureau zurück.

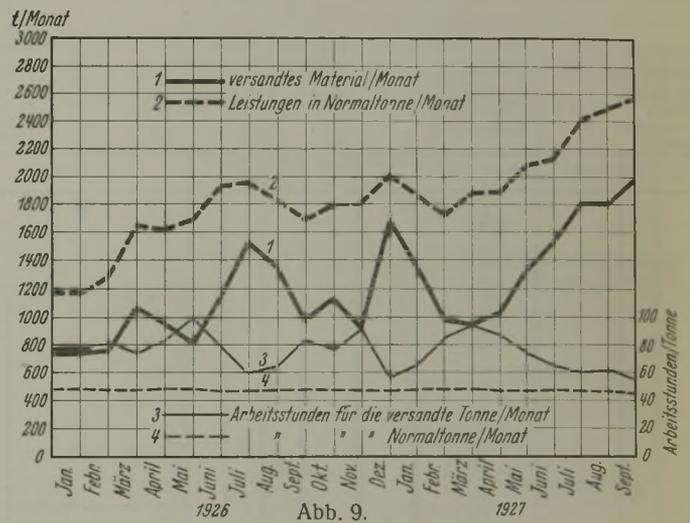
Das ganze Werkstattförderwesen ist so eingerichtet, daß das Material dauernd im Fluß bleibt. Ein Zwischenlager ist überflüssig, da die Termine für die einzelnen Bearbeitungszeiten so abgestimmt sind, daß ein Arbeitsvorgang dem anderen unmittelbar folgen kann. Durch diese Zwangsläufigkeit ist jeder an dem betreffenden Auftrag beteiligte Meister über den Fortschritt der Arbeit genau unterrichtet. Ein Leerlauf der Arbeitsmaschinen ist ausgeschaltet, und ein Warten der Zusammenbauer erübrigt sich.

Mit der oben dargestellten Betriebsführung und Transportorganisation sind drei Ziele zu gleicher Zeit erreicht. Einmal ist das ganze Transportwesen einheitlich erfaßt und in geordnete Bahnen gelenkt, zum anderen hat die Betriebsleitung stets ein klares Bild über die Vorgänge im Betriebe. Der Betriebsleiter ist hierdurch in der Lage, sich von der Einhaltung der von ihm getroffenen Anordnungen überzeugen zu können. Er weiß sofort, wieweit jeder Auftrag vorgeschritten ist und wo er nötigenfalls zur beschleunigten Fertigstellung eines Auftrages eingreifen muß. Ferner ist durch diese Organisation erst eine scharfe Abrechnung ermöglicht worden. Material kann nur auf den vom Werkbureau ausgestellten Werkzetteln dem Lager entnommen werden. Ebenfalls ist die Erfassung der Löhne in der genauesten Form gewährleistet, da nur Löhne auf den vom Werkbureau ausgestellten Arbeitsauftragzetteln zur Verrechnung gelangen.

War bisher das Förderwesen von organisatorischen Gesichtspunkten aus betrachtet, so soll im folgenden die Höhe der Werkstattförderkosten untersucht werden. Die vorgenommene Untersuchung, für die der Weg der Statistik gewählt ist, erstreckt sich auf einen Zeitraum von 21 Monaten.

Um die gestellte Frage beantworten zu können, ist zunächst eine genaue Feststellung der Werkstattleistung erforderlich. Da als Vergleichsmaßstab für die Leistung einer Eisenbauwerkstätte die Tonne versandfertiger Eisenkonstruktion üblich ist, liegt es in der Natur der Sache, daß das reine Versandgewicht nicht die tatsächliche Leistung einer Eisenbauwerkstätte widerspiegelt. Es muß vielmehr der Arbeitswert, der in das Objekt hineingearbeitet wird, berücksichtigt werden, denn bei einer Leistungsfeststellung nach Gewichtseinheiten ist der Arbeitswert nur dann ohne Einfluß, wenn es sich um Fabrikate mit stets gleichem Arbeitsaufwand handelt, und dies trifft auf die Erzeugnisse einer Eisenbauanstalt keineswegs zu. Damit nun der Arbeitswert einer Eisenkonstruktion in irgendeiner Form zum Ausdruck kommt, sind die einzelnen Aufträge nach Bauklassen eingeteilt, die nach dem Werte der in der Vorrechnung veranschlagten Löhne aufgestellt sind. Es sind sechs Bauklassen gewählt worden, die von Stufe zu Stufe um einen um $\frac{1}{6}$ höheren Arbeitswert steigen.

Für die Fabrikate der niedrigsten Bauklasse I ist als Erzeugungseinheit der Ausdruck „Normaltonne“ gewählt worden, und auf diese Normaltonne sind die Gewichte sämtlicher im Werk erledigten Aufträge umgerechnet. Es wird z. B. ein Auftrag von 100 t nach Bauklasse IV denselben Leistungsaufwand beanspruchen, wie ein Auftrag von 150 t nach Bauklasse I, d. h. man hätte statt 100 t Eisenkonstruktionsmaterial nach Bauklasse IV mit dem gleichen Aufwand 150 t nach Bauklasse I verarbeiten können.



Würde man lediglich das in Normaltonnen umgerechnete monatliche Versandgewicht der Werkstattleistung zugrunde legen, so würde dies bedeuten, daß an dem versandten Material die gesamte Arbeit in einem Monat ausgeführt worden ist. Es hat sich jedoch in dem betreffenden Werk durch längere Statistik erwiesen, daß zur Herstellung einer Eisenkonstruktion durchschnittlich zwei Monate gebraucht werden. Die Anfertigung größerer Brücken erfordert allerdings oft bedeutend längere Werkstattzeit als zwei Monate, aber diese Ausnahmen werden ausgeglichen durch einfachere Konstruktionen, die in weit kürzerer Zeit als acht Wochen hergestellt werden können. So kann man annehmen, daß die Arbeitsleistung zu einer Hälfte im ersten Monat und zur zweiten Hälfte im Versandmonat aufgewandt wird. Aus diesem Grunde wurde bei Aufstellung der Monatsleistung nach Normaltonnen die Hälfte des in Arbeit genommenen Materials und ebenfalls die Hälfte des versandten Materials in Rechnung gesetzt.

In Abb. 9 stellt Kurve 1 die monatliche Werkstattleistung nach den Versandgewichten und Kurve 2 die Leistung nach „Normaltonnen“ dar. Die Kurve 2 verläuft stetiger als die Kurve 1, aber daß die Kurve der „Normaltonne“, die neben dem Arbeitswert das versandte und das neu in Arbeit genommene Material berücksichtigt, der tatsächlichen Werkstattleistung näher kommt, erhellt erst der Vergleich zwischen Kurve 3 und 4. Diese geben die für eine „Versandtonne“ bzw. „Normaltonne“ verbrauchten Werkstattstunden im Monat wieder, sind also der reziproke Wert der Leistung für Kopf und Stunde. Der wechselnde Verlauf der Kurve 3 bestätigt, daß das Versandgewicht für die Aufstellung der monatlichen Werkstattleistung allein nicht ausreicht. Die Kurve 4 zeigt einen sehr stetigen Verlauf und nimmt gegen Ende 1927 ab, d. h. die Leistung ist in der zweiten Hälfte des Jahres 1927 größer geworden. Daß diese Leistungssteigerung ihre Begründung in dem besseren Beschäftigungsgrade und in der wirtschaftlicheren Ausnutzung der Werkstatteinrichtungen findet, sei an dieser Stelle gesagt.

Bei Aufstellung der Kosten für den Werkstatttransport, der sich erstreckt vom Eisenbahnwagen, auf dem das Material dem Lager angeliefert wird, bis zum Eisenbahnwagen, mit dem das Fertigfabrikat die Werkstatt verläßt, wurde getrennt nach:

Kosten für die Krane einschl. Kranführer und Kosten für die Transportarbeiter.

Diese Einteilung wurde vorgenommen, da der in einer Eisenbauwerkstätte stets erforderliche Quertransport in dem betreffenden Werk von Hand ausgeführt werden muß. Durch die obige Trennung sollte ein genauer Überblick erzielt werden, in wie verschiedenem Maße die mechanische Förderung und der Handtransport die Gesamtförderkosten beeinflussen.

Die Kosten für die Krane sind nach den Arten gegliedert in:

- I. Kosten für die Abschreibung,
- II. Kosten für die Verzinsung des in den Kranen investierten Kapitals,
- III. Kosten für den Stromverbrauch,
- IV. Kosten für Betriebsmaterial und Instandhaltung,
- V. Kosten für Kranbedienung.

Diese Kosten setzen sich nach der allgemein üblichen Betrachtungsweise aus festen und veränderlichen Kosten zusammen, je nachdem ihre Höhe im Monat sich gleichbleibt oder mit dem Beschäftigungsgrad

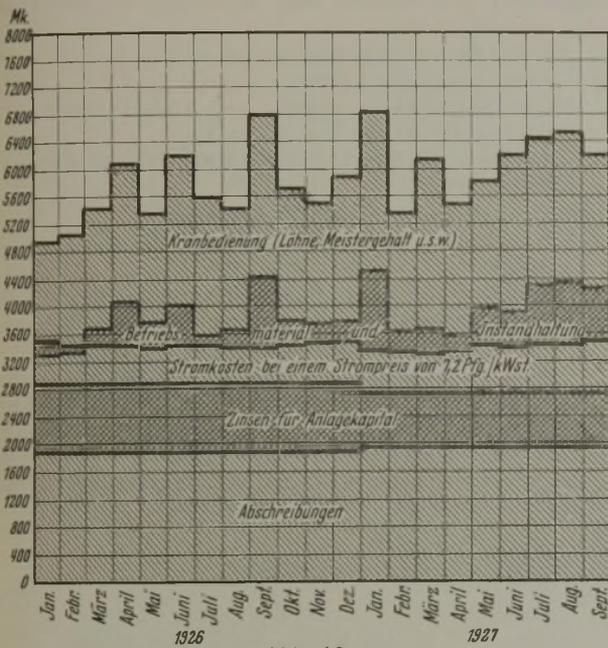


Abb. 10.

Untersuchung gefunden wurde, für die Normaltonne 4,5 kWh. Die Stromkosten richten sich also in keiner Weise nach dem tatsächlich geförderten Gewicht, sondern nach der auf Grund der Bauklassen errechneten Höhe an Normaltonnen. Eine Überlegung, daß nur ein geringer Teil des verbrauchten Kranstromes zum Heben und Verfahren der Last gebraucht wird, während das Verfahren des Kranes den weit größeren Anteil an Stromverbrauch beansprucht, macht die oben angeführte Feststellung verständlich. Bei leichten und komplizierteren Konstruktionen muß eine oft sehr geringe Last verfahren werden, während bei schweren und einfacheren Konstruktionen die Leistungsfähigkeit eines Kranes besser ausgenutzt werden kann, bzw. ein weniger häufiges Verfahren nötig ist. Wenn sich auch der Strompreis von 7,2 Pfg./kWh bei verändertem Beschäftigungsgrad durch bessere Ausnutzung der elektrischen Verteilerzentrale niedriger stellen wird, so ist bei einem Strombezug von außerhalb der Unterschied so gering, daß er nicht ausschlaggebend ins Gewicht fällt. Die Stromkosten sind daher in die „nicht abhängigen“ Kosten einzureihen.

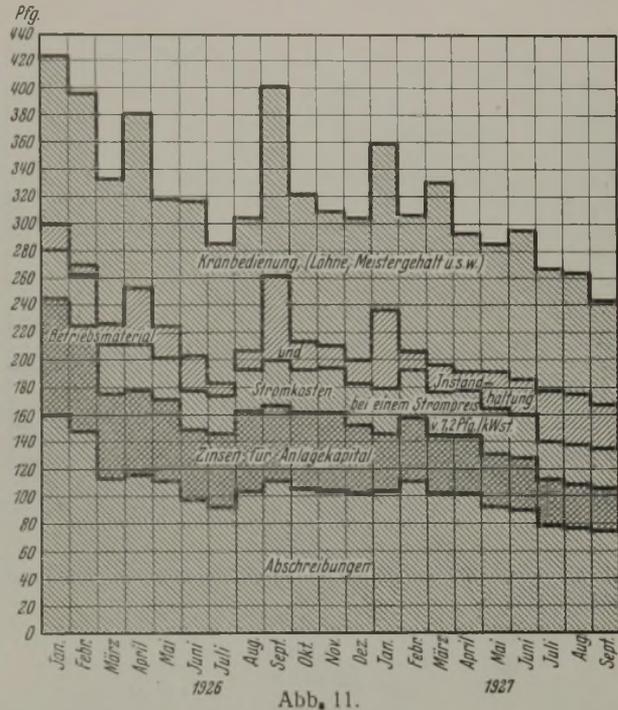


Abb. 11.

wechselt. Doch da im folgenden bei Betrachtung der einzelnen Kostenarten von der Leistung und damit vom Beschäftigungsgrade die Rede sein wird, ist von der Einführung der von Peiser¹⁾ geprägten Ausdrücke „abhängige“ oder „nicht abhängige“ Kosten Gebrauch gemacht worden. Als Erzeugungseinheit ist für die Untersuchung die Normaltonne festgelegt, und jetzt sollen die für die Normaltonne anfallenden Förderkosten danach untersucht werden, ob sie vom Beschäftigungsgrad abhängig oder nicht abhängig sind. Nur so läßt sich ein Bild gewinnen, wie sich die Förderkosten bei vollständiger Ausnutzung des Werkes gestalten werden.

Abb. 10 zeigt eine Darstellung, in der die verschiedenen Kostenarten in Markbeträgen monatsweise graphisch aufgetragen sind. Abb. 11 gibt ein ähnliches Bild wieder, nur spiegeln die einzelnen Felder die Höhe der verschiedenen, auf die Erzeugungseinheit — die Normaltonne — bezogenen Kostenarten wider.

Die Abschreibungen sind zu der für Krananlagen allgemein üblichen Höhe von 10% angenommen. Als Zinsfuß für das noch jeweilig investierte Anlagekapital wurde ein Satz von 5% festgelegt, obgleich der Reichsbankdiskont für das betreffende Jahr höher liegt. Man hielt diese Festsetzung für angebracht, um die Abrechnung zu vereinfachen. Die Kosten für die Abschreibung und den Zinsendienst sind auf die einzelnen Monate eines jeden Jahres gleichmäßig verteilt, gehören also, wenn man die Erzeugungseinheit betrachtet, zu den „abhängigen“ Kosten. Aus Abb. 11 geht hervor, in wie hohem Grade die Krankosten für die Normaltonne von ihnen abhängig sind.

Zur Feststellung der Kranstromkosten dienten als Grundlage die monatlichen Zählerablesungen. Ihrer Berechnung ist ein Strompreis von 7,2 Pfg./kWh zugrunde gelegt. Hierin sind die Kosten für die elektrische Zentrale des Werkes mit enthalten. Die monatlichen Kosten für den Strom sind, wie Abb. 10 zeigt, ganz verschieden hoch für die Normaltonne, jedoch sind die Stromkosten annähernd gleich, wie auf Abb. 11 zu ersehen ist. Der Kranstromverbrauch beträgt, wie durch die

Die Kosten für die Unterhaltung und das Betriebsmaterial der Krane sind in einem Abschnitt zusammengefaßt. Wengleich auch die Kosten für beide Kostenarten für sich erfaßt wurden, ist trotzdem von einer getrennten Darstellung abgesehen worden, um die graphischen Bilder nicht unübersichtlich zu machen. Der Verbrauch an Betriebsmaterial (Öl, Putzwolle usw.) bleibt für jeden Monat annähernd gleich, während die Unterhaltungskosten sich naturgemäß für die einzelnen Monate sehr wechselnd gestalten. Man würde über den Einfluß der Unterhaltungskosten auf die Gesamtkrankosten einen besseren Einblick gewinnen, wenn man für sie den Jahresdurchschnitt zugrunde legen würde. Es ist in den graphischen Darstellungen Abb. 10 u. 11 absichtlich von einer Benutzung des Jahresdurchschnittes für den Monat abgesehen worden, um zu zeigen, welche große Unterschiede bei Zugrundelegung der monatlich erfaßten Unterhaltungskosten auftreten können.

Da ein besserer Beschäftigungsgrad einen lebhafteren Kranbetrieb nach sich zieht, werden die Unterhaltungskosten in gewissen Grenzen steigen, ebenso wie der Betriebsmaterialverbrauch sich vergrößern wird. Diese Kosten sind daher unter den „abhängigen“ Kosten zu buchen.

Die Bedienungskosten der Krane setzen sich zusammen aus den Löhnen für die Kranführer, dem anteiligen Meistergehalt und den Aufwendungen für soziale Zulagen, Sozialversicherungen und Berufsgenossenschaft. Den Untersuchungen ist ein Durchschnittslohn von 60 Pfg./h zugrunde gelegt. Die Kranbedienungskosten bleiben annähernd konstant, da die Krane auch bei geringer Beschäftigung in Bereitschaft stehen müssen. Sie sind bei gleichbleibender Arbeitszeit zu den „abhängigen“ Kosten zu rechnen.

Einen besonderen Raum für die Kosten der Werkstattförderung nehmen die Personalkosten für die Transportarbeiter ein, die sich in gleicher Weise zusammensetzen wie die Kranbedienungskosten.

Da ein besserer Beschäftigungsgrad einen stärkeren Handtransport für die Querverförderung nach sich zieht, sind in bezug auf die Einteilung der Kosten in „abhängige“ und „nicht — abhängige“ die Personalkosten für die Transportarbeiter nur in gewissen Grenzen in die „abhängigen“ Kosten einzureihen.

¹⁾ Herbert Peiser: Der Einfluß des Beschäftigungsgrades auf die industrielle Kostenentwicklung.

In Abb. 12 sind die Einzelkosten in Prozenten der Gesamtförderkosten, also Krankkosten + Kosten für Transportarbeiter in Kurven aufgetragen. Die Kurve IV zeigt, daß die Kosten für die Transportarbeiter etwas größer sind als die gesamten Krankkosten, wie sie Kurve I bis V wiedergeben. Rund die Hälfte der Gesamtförderkosten machen die Transportarbeiterkosten aus. Daß dies Verhältnis sich noch ungünstiger gestalten würde, wenn die mechanischen Fördermittel weniger gut ausgebaut wären, dürfte klar ersichtlich sein.

Um zu zeigen, wie sehr die „abhängigen“ Kosten die Gesamtförderkosten für die Erzeugungseinheit — die Normaltonne — beeinflussen, sind die Gesamtförderkosten und die Werkstattleistung des Jahres 1926 und von Januar bis September 1927 einander gegenübergestellt. Die Gesamtförderkosten betragen im Jahre 1926 151 102,80 R.-M. und für das Jahr 1927 von Januar bis September 127 618,85 R.-M., während sich die Leistung der Werkstatt in Normaltonnen für das Jahr 1926 auf 20 361 Normaltonnen und für Januar bis September 1927 auf 18 922 Normaltonnen belief.

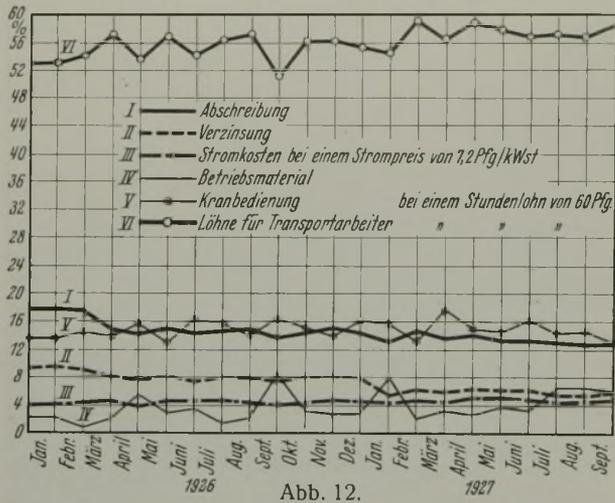


Abb. 12.

Legt man diese Zahlen zugrunde, so ergibt sich als Förderkosten für eine Normaltonne

$$\begin{aligned} \text{im Jahre 1926} & \frac{151\,102,80}{20\,361} = 7,45 \text{ R.-M.} \\ \text{„ „ 1927} & \frac{127\,618,85}{18\,922} = 6,74 \text{ R.-M.} \end{aligned}$$

Es haben sich also die Förderkosten für eine Normaltonne im Jahre 1927 gegenüber 1926 um 9,4% verringert.

Da das untersuchte Werk für eine monatliche Normalleistung von 3000 t, also 36000 t/Jahr gebaut ist, beträgt die Leistung des Werkes

$$\begin{aligned} \text{im Jahre 1926} & \frac{20\,361}{36\,000} = 56,5\% \\ \text{„ „ 1927} & \frac{18\,922 \cdot 4}{36\,000 \cdot 3} = 70\% \text{ der Normalleistung.} \end{aligned}$$

Man sieht, daß mit besserem Beschäftigungsgrade die Förderkosten für die Erzeugungseinheit bedeutend abnehmen.

Von Interesse ist es nun, die Förderkosten für die Normaltonne bei vollständiger Ausnutzung der Anlage, also bei einem Beschäftigungsgrade von 100%, festzustellen. Die Kosten für die Werkstattförderung bei einer monatlichen Normalleistung von 3000 t werden sich jetzt folgendermaßen gestalten, wenn man die im vorhergehenden aufgestellten Erwägungen und Ermittlungen zugrunde legt.

Abschreibungen	=	1905,70 R.-M.
Verzinsung des in den Kranen investierten Anlagekapitals	=	800,— „
Stromkosten bei einem Stromverbrauch von 4,5 kWh für die Normaltonne und einen Strompreis von 7,2 Pfg./kWh	$3000 \times 4,5 \times 7,2$	= 972,— „
Betriebsmaterial und Instandhaltung monatlicher Jahresdurchschnitt + 5% für stärkere Inanspruchnahme der Krane	$376 \times 5\%$	= 394,80 „
Kranbedienung:		
Löhne für Kranführer: 11 Mann je 225 Std. zu 60 Pfg.	=	1485,— „
für soziale Zulagen, Sozialversicherung und Berufsgenossenschaft insgesamt 15%	$1485 \times 15\%$	= 222,— „
anteiliges Meistergehalt	=	90,— „
		<hr/>
		1797,— R.-M.
Krankkosten gesamt	=	5869,50 „

Kosten für Transportarbeiter:

Es sind 51 Mann erforderlich, die Kosten hierfür betragen: 51 Mann je 225 h zu 60 Pfg.	=	6885,— R.-M.
Soziale Zulagen usw. — 14%		
$6885 \times 14\%$	=	964,— „
anteiliges Meistergehalt	=	780,— „
		<hr/>
		8629,— R.-M.

Gesamtkosten der Werkstattförderung im Monat = 14498,50

Die erzeugte Normaltonne wird durch den Transport also belastet mit:

$$\frac{14498,50}{3000} = 4,83 \text{ R.-M.}$$

Zum Schluß dieses Abschnittes sei noch eine Betrachtung über die Höhe der Werkstattförderkosten bei vollständig mechanisiertem Transport angestellt. Die Mechanisierung hätte sich bei dem untersuchten Werk unter gewissen Voraussetzungen, wie z. B. kleiner Grenzregelungen, früher durchführen lassen, und zwar nach dem Kreislaufprinzip, wie es in Abb. 1 dargestellt ist. Das Werk sei wieder für eine Normalleistung von 3000 t versandfertiger Eisenkonstruktion bei einer monatlichen Arbeitszeit von 225 h eingerichtet. Es würden dann an Kranen zur Bewältigung des Transportes vorzusehen sein:

- je 2 Krane in den vier Zusammenbauhallen,
- je 1 Kran in den drei Lagern,
- in der Bearbeitungshalle 2 große und 4 kleine Krane — letztere für eine Bedienung vom Boden aus,
- 2 kleine Krane für die Vorzeicherei, ebenfalls zur Bedienung vom Boden aus.

An Arbeitern würden benötigt: 13 Kranführer:

- je 2 Transportarbeiter für die Bedienung der Krane in den drei Lagern,
- je 2 Mann für die beiden großen Krane in der Bearbeitungshalle,
- je 2 Mann für jede der vier Zusammenbauhallen zum Transport des Materials an die Zulagen,
- 2 Mann zum Transport des Materials von Maschine zu Maschine,
- 8 Mann zum Verladen bzw. zum Entladen des Materials.

Es sind also insgesamt 28 Transportarbeiter erforderlich.

Das Anlagekapital für die Krananlagen betrage jetzt 270 000 R.-M.

Auf Grund der oben ausgeführten Überlegung und unter Einhaltung der dortigen Voraussetzungen werden die Kosten sich jetzt folgendermaßen gestalten:

Abschreibungen:		
$270\,000 \times 10\%$		= 2225 R.-M.
Verzinsung des in den Kranen investierten Anlagekapitals:		
$270\,000 \times 5\%$		= 1112 R.-M.
Stromkosten:		
Der Stromverbrauch für die Tonne versandfertiger Eisenkonstruktion wird sich jetzt etwa 20% höher stellen, also 5,4 kWh ausmachen:	$3000 \times 5,4 \times 7,2$	= 1166 R.-M.
Betriebsmaterial und Instandhaltung sei angenommen zu		= 480 R.-M.
Kranbedienung:		
Löhne für Kranführer 13 Mann je 225 h zu 60 Pfg.	=	1755 R.-M.
für soziale Zulagen usw. 15%, $1755 \times 15\%$	=	263 „
anteiliges Meistergehalt wie vorher	=	90 „
		<hr/>
		2108 R.-M.
Krankkosten gesamt	=	7091 R.-M.
Kosten für Transportarbeiter:		
28 Mann je 225 h zu 60 Pfg.	=	3780 R.-M.
soziale Zulagen usw. 15%, $3780 \times 15\%$	=	567 „
anteiliges Meistergehalt	=	780 „
		<hr/>
		5127 R.-M.
Gesamtförderkosten	=	12218 R.-M.

Die Tonne fertiger Eisenkonstruktion wird durch die Förderkosten bei vollständig mechanisiertem Transport und unter Zugrundelegung eines Beschäftigungsgrades von 100% belastet mit:

$$\frac{12218}{3000} = 4,07 \text{ R.-M.}$$

Auch hier ist es von Interesse, die Förderkosten für den Fall festzustellen, daß das für 3000 Normaltonnen erbaute Werk nicht voll beschäftigt ist. Es seien für diese Betrachtungen die Beschäftigungsgrade von 50% und von 75% herangezogen.

Dieselben Erwägungen, die für die einzelnen Kostenarten der Förderung mit teilweise Handbetrieb bei Änderung der Beschäftigung gelten, sind auch für die Kostenarten der mechanisierten Förderung maßgebend.

Während sich dort allerdings bei Beschäftigungsab- oder -zunahme die Förderkosten im wesentlichen in zwei Punkten ändern — in den Kosten für den Stromverbrauch und in den Kosten für die Transportarbeiter — sind hier fast ausschließlich die Kranstromkosten für die Kostengestaltung bei Beschäftigungsänderung ausschlaggebend. Bei mechanisierter Förderung ist die Anzahl der Transportarbeiter so knapp bemessen, daß sie auch bei geringerer Ausbringung kaum verkleinert werden kann. Die Kosten für die Transportarbeiter sind hier, also im Gegensatz zur Förderung mit teilweise Handtransport zu den „abhängigen“ Kosten zu zählen. Die geringen Änderungen der Kosten für Betriebsmaterial und Instandhaltung können als unbedeutend für die folgenden Betrachtungen außer acht gelassen werden.

Die Kranstromkosten sind nach den oben gemachten Ausführungen der Ausbringung proportional, nehmen also bei einem Beschäftigungsgrad von 50% um das gleiche Maß von 50% ab. Nach den oben aufgestellten Berechnungen betragen die Kranstromkosten 1166 R.-M., während die Gesamtkosten sich auf 12 218 R.-M. belaufen. Hiernach berechnen sich die Förderkosten für einen Beschäftigungsgrad von 50% zu 12 218 R.-M. — $1166 \times 50\% = 583$ „
11 635 R.-M.

und damit die Förderkosten einer Normaltonne zu

$$\frac{11\ 635}{1500} = 7,76 \text{ R.-M.}$$

Für einen Beschäftigungsgrad von 75% verringern sich die Stromkosten um 25%, also um $1166 \times 25\% = 291$ R.-M.

Damit betragen die Gesamtförderkosten:

$$\begin{array}{r} 12\ 218 \text{ R.-M.} \\ - 291 \text{ „} \\ \hline 11\ 927 \text{ R.-M.} \end{array}$$

und die Förderkosten für die Normaltonne:

$$\frac{11\ 927}{2250} = 5,30 \text{ R.-M.}$$

In Abb. 13 ist der Verlauf der Förderkosten für eine Normaltonne in Abhängigkeit vom Beschäftigungsgrad für beide Transportarten aus den oben erzielten Ergebnissen entwickelt. Die Kurve 1, die die Förderkosten bei teilweise Handtransport darstellt, verläuft fast gerade, d. h. die Förderkosten nehmen mit vermehrter Ausbringung annähernd gleichmäßig ab.

Die Kurve 2, die die Förderkosten bei mechanisiertem Transport wiedergibt, zeigt die gesteigerte Zunahme der Kosten bei vermindertem Beschäftigungsgrad in deutlicher Weise. Da sich die beiden Kurven bei einem Beschäftigungsgrad von etwa 50% schneiden, ist der Schluß zu ziehen, daß der mechanisierten Förderung der Vorzug zu geben ist, so lange man damit rechnen kann, daß die Ausbringung nicht unter 50% der normalen sinkt.

Während im vorhergehenden die Grundlagen für eine systematische Betrachtungsweise der Förderkosten geschaffen wurden, soll im folgenden untersucht werden, wie man durch geeignete Anordnung der Werkstätten und zweckmäßigste Aufstellung der Arbeitsmaschinen in der Vereinfachung der Förderung ein „Optimum“ erreichen kann.

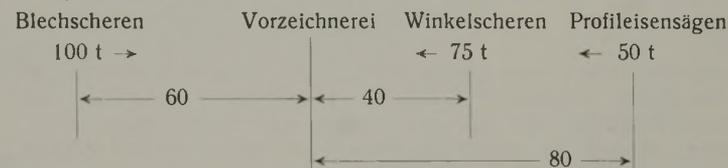
Bei Beurteilung einer Werkanlage im Hinblick auf die einfachste Förderung, also den geringsten Förderaufwand, ist die Lage der einzelnen Arbeitsplätze und Arbeitsmaschinen zueinander maßgebend. Die aufzuwendende Förderarbeit wird bei gegebener Fördermenge um so geringer, je kürzer die zwischen den einzelnen Arbeitsorten zurückgelegten Förderwege sind. Es läßt sich also bei verschiedener Ausgestaltung einer Werkanlage durch einen Vergleich der Gesamtwerte, die das Material während des Fertigungsganges durchlaufen muß, ein Urteil über die geeignetste Lösung der Werkstattransportfrage gewinnen.

In eingeschlossigen Werkstätten, wie sie für eine Eisenbauanstalt nur in Betracht kommen, sind zur Beantwortung der oben gestellten Frage lediglich die Förderwege in wagerechter Richtung heranzuziehen. Das Heben und Senken der Last, das gewissermaßen als nicht zu vermeidende Begleiterscheinung anzusehen ist, spielt für unsere Untersuchung keine Rolle. Das Aufnehmen und Absetzen der Last durch die Krane muß stets in gleicher Weise vorgenommen werden, ob nun die wagerechten Förderwege lang oder kurz sind. Bei Erfassung der wagerechten Förderwege in kranbedienten Hallen darf der Untersuchung nicht der unmittelbare Weg zwischen den einzelnen Arbeitsplätzen zugrunde gelegt werden, es ist vielmehr der zusammengesetzte Weg längs und quer zur Halle zu betrachten. Diese Zerlegung ist notwendig, da die Förderarbeit nicht auf dem direkten Verbindungsweg geleistet wird, sondern stets auf den beiden

Wegkomponenten, längs zur Halle durch den Kranfahrmotor und quer zur Halle durch den Katzfahrmotor.

Die Reihenfolge der einzelnen Arbeitsorte ist durch den Fabrikationsgang bestimmt, den das Material während der Fertigung zu nehmen hat. Die zu wählende Entfernung zwischen den einzelnen Arbeitsplätzen ist außer von der notwendigen räumlichen Ausdehnung, die das Material beansprucht, von der jeweilig zu fördernden Materialmenge abhängig. Der Rohstoff fällt nicht stets in gleicher Menge an, sei es, daß das zu verarbeitende Material verschiedene Arbeitsgänge überspringt oder daß das Fabrikationsprogramm wechselt. Auf jeden Fall ist Voraussetzung für die Entfernungswahl zwischen den einzelnen Arbeitsorten, daß man sich zuerst einen Überblick über die durchschnittliche Menge des in gleichen Zeiträumen anfallenden Materials schafft. Man wird dann diejenigen Arbeitsorte möglichst nahe aneinanderrücken, zwischen denen die größeren Materialmengen zu fördern sind.

Zur Erläuterung des Obengesagten sei die Vorzeichnerei als Beispiel herangezogen. Ihre Lage ist einmal abhängig von der Zuschneiderei, der Richterei und der Winkelschmiede, andererseits aber auch von der Bohrerei, der Fräseerei und der Locherei. Es sei in diesem Beispiel lediglich die Lage der Vorzeichnerei zur Zuschneiderei betrachtet, die sich aus den drei Arbeitsplätzen für die Blechscheren, die Winkelscheren und die Sägen zusammensetzt. Es seien in gleichen Zeiten von den Blechscheren 100 t, von den Winkelscheren 75 t und von den Sägen 50 t Material zur Vorzeichnerei zu fördern. Sämtliche drei Lager mit ihren Arbeitsmaschinen liegen nebeneinander (Abb. 1), während die Vorzeichnerei zwischen dem Blechlager und dem Winkelleisenlager angeordnet ist. Die Entfernung zwischen der Vorzeichnerei und den drei einzelnen Arbeitsstellen betrage 60 m, 40 m und 80 m.



Bei den angenommenen Verhältnissen sind insgesamt: $(100 \cdot 60) + (75 \cdot 40) + (50 \cdot 80) = 13\ 000$ tm zu leisten. Es soll untersucht werden, ob die Vorzeichnerei an der geeignetsten Stelle liegt.

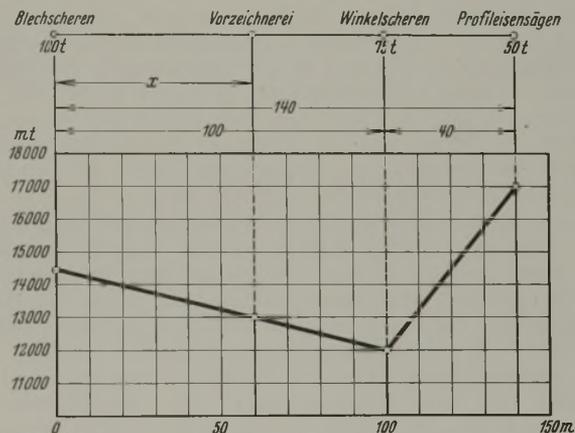


Abb. 14.

Bezeichnet man entgegen der obigen Annahme die gesuchte Entfernung der Vorzeichnerei von den Blechscheren mit x (Abb. 14), so erhält man für die Förderleistung y die Gleichung $y = 100x + 75(100 - x) + 50(140 - x)$, aus der der Kleinstwert für y zu bestimmen ist. Hierbei ist zu beachten, daß für $x \geq 100$ die Gleichung gilt: $y = 100x + 75(x - 100) + 50(140 - x)$ und für $x > 140$: $y = 100x + 75(x - 100) + 50(x - 200)$.

Errechnet man nacheinander die Förderarbeit y für verschiedene Lagen x der Vorzeichnerei, die jeweils mit der Lage der Blechscheren, der Winkelscheren und der Profileisensägen zusammenfallen mögen, so erhält man nacheinander 14 400, 13 000 und 12 000 tm. Werden jetzt x und y graphisch aufgetragen (Abb. 14), so ergibt sich für $x = 100$ m der Kleinstwert für $y = 12\ 000$ tm. Die günstigste Lage in bezug auf den Förderaufwand wird also erreicht, wenn Vorzeichnerei und Winkelschere zusammenliegen, oder da dies praktisch nicht durchführbar ist, wenn die Vorzeichnerei möglichst nahe an das Winkelleisenlager herangerückt wird. Das Diagramm zeigt ferner, daß von den beiden Möglichkeiten, die Vorzeichnerei entweder zwischen den Blechscheren und Winkelscheren und Sägen unterzubringen, nur die erstere in Frage kommt, wenn man den geringsten Förderaufwand erzielen will.

In dem angeführten Beispiel ist nach der vorliegenden Anordnung der Förderaufwand von 13 000 tm der günstigenfalls zu erreichende.

Zahlentafel.

Bearbeitungsstellen	Geförderte Menge in t	Jetziger Zustand des Werkes		Werk vor dem Umbau (alter Zustand)		Anordnung des Werkes nach Abb. 1 (Kreislaufprinzip)	
		Förderleistung in tm	Relativförderweg m	Förderleistung in tm	Relativförderweg m	Förderleistung in tm	Relativförderweg m
Lager	5254,1	157 256	29,93	238 326	45,36	149 479	28,45
Zuschneiderei	2115,1	117 146	55,38	304 257	143,85	96 745	45,74
Richterei	3090,8	172 503	55,81	223 650	72,36	85 399	27,63
Winkelschmiede	216,0	42 865	198,45	29 894	138,40	16 425	76,04
Vorzeichnerei	850,0	90 031	105,92	172 856	203,36	35 837	42,16
Bohrerei	4034,6	398 979	98,89	737 608	182,42	574 377	142,36
Locherei	457,2	44 628	97,61	13 044	28,53	62 521	136,74
Blechkantenhobelei	1219,1	82 848	67,96	144 707	118,70	40 311	33,06
Fräserei	1998,5	287 922	144,07	129 303	64,70	72 448	36,25
Zusammenbau	3969,6	611 818	154,12	548 003	138,05	368 453	92,82
Waggon	3450,8	286 559	83,04	574 006	166,34	297 974	86,35
		2 292 454		3 115 654		1 799 969	

Dividiert man diese Förderleistung durch die gesamte geförderte Menge, also durch 225 t, so wird man einen Wert erhalten von 57,7 m. Dieser durch Rechnung gefundene Wert stellt diejenige durchschnittliche Strecke dar, die jede Tonne Fördergut von der Zuschneiderei bis zur Vorzeichnerei durchlaufen muß. Diese Strecke gibt ein Transportcharakteristikum, das jeder Arbeitsstelle eigen ist, und sie sei als „Relativförderweg“ bezeichnet. Neben diesem praktischen Relativförderweg kann man den theoretischen Relativförderweg für jede Stelle ermitteln. In unserem Falle beträgt er $\frac{12\ 000}{225} = 53,4$ m. Je mehr nun der praktische Relativförderweg sich dem theoretischen nähert, desto günstiger liegen die Transportverhältnisse für die betreffende Arbeitsstelle. Zur Errechnung des Relativförderweges für jeden Arbeitsort sind nur die ankommenden Fördermengen heranzuziehen, während das abgehende Material der nachgeordneten Arbeitsstelle zuzuschreiben ist. Würde man jeden einzelnen Arbeitsort nicht nur mit dem ankommenden, sondern auch mit dem abgehenden Fördergut belasten, so würde die Transportarbeit des Werkes in doppelter Größe erscheinen.

In dem gewählten Beispiel ist der gefundene Wert von 57,7 m der Relativförderweg der Vorzeichnerei im Verhältnis zur Zuschneiderei. Der Relativförderweg der Vorzeichnerei unter Berücksichtigung aller anliefernden Arbeitsstellen (Zuschneiderei, Richterei, Winkelschmiede) läßt sich in gleicher Weise ermitteln. Führt man dieses Verfahren für alle Arbeitsstellen durch, so erhält man eine Reihe von Relativförderwegen, deren Größe sofort die günstige bzw. die ungünstige Lage eines jeden Arbeitsortes innerhalb des Gesamtwerkes erkennen läßt.

Hat man für jede Arbeitsstelle den Förderaufwand errechnet, so läßt sich aus deren Summe der Relativförderweg des Gesamtwerkes bestimmen, indem man den Gesamtförderaufwand durch die tatsächliche Ausbringung in t dividiert. Für unsere Untersuchung der besten Maschinenanordnung genügt die Zugrundelegung des einfachen Gewichtes, da wir jeden einzelnen Transport zwischen den Maschinen ja nach der Bearbeitung berücksichtigen. Würde man statt der tatsächlichen Gewichte die Gewichte nach den Bauklassen bzw. die „Normaltonne“ bei Berechnung des Relativförderweges für das gesamte Werk einsetzen, so würde man die Verschiedenheit der Bearbeitung doppelt in Rechnung setzen.

Bei einem Vergleich des Relativförderweges für verschiedene Ausgestaltung eines Werkes wird man diejenige Anordnung als die günstigste anerkennen müssen, für die der Relativförderweg der kürzeste ist. Hat sich durch längere Statistik ein innerhalb gewisser Grenzen gleichbleibender Relativförderweg ergeben, der für das Werk als normal bezeichnet werden kann, so läßt sich bei bekanntem Förderaufwand und bekannter Ausbringung ein Rückschluß auf die Art der erzeugten Eisenkonstruktion ziehen. Der Relativförderweg wird um so länger sein, je verwickelter die Konstruktion ist.

Da die Förderkosten im allgemeinen nur auf einem Konto geführt werden, begegnet ihre richtige Verteilung auf die einzelnen Werkstätten häufig gewissen Schwierigkeiten. Mit Hilfe des Relativförderweges läßt sich die Aufteilung der Förderkosten in einfacher Weise vornehmen. Da

man für die einzelnen Werkstätten die Relativförderwege ein für allemal festgestellt hat, so genügt die Erfassung der nach jeder Werkstätte geförderten Materialmenge in t, um den Förderaufwand in tm zu errechnen, in dem eine Verhältniszahl für die Verteilung der Förderkosten auf die einzelnen Werkstätten gegeben ist. Man ist also jederzeit in der Lage, den verhältnismäßigen Förderkostenanteil einer Werkstätte ohne große Schwierigkeiten nachzuprüfen.

Das von mir untersuchte Werk wurde umgebaut mit der ausgesprochenen Absicht, die Förderarbeit zu verringern. Es interessiert nun, mit Hilfe der Relativförderwege die Veränderungen in den Transportverhältnissen festzustellen. Zu diesem Zweck wurde eine genaue Vermessung der Arbeitsstellen untereinander vorgenommen und die Entfernung zwischen ihnen festgelegt. Jede Arbeitsstelle führte eine Tabelle, in der das wöchentlich angelieferte Fördergut in t verzeichnet wurde. Die Gewichtserfassung des Materials geschah an Hand der auf S. 591 beschriebenen Werkzettel. Natürlich wiesen die Relativförderwege bei dem kurzen Zeitabschnitt einer Woche erhebliche Schwankungen auf. Es kann daher der Relativförderweg für jede Arbeitsstelle nur über eine längere Zeitdauer richtig ermittelt werden, deren Länge von dem jeweiligen Produktionsprogramm abhängig ist. In vorliegendem Falle wurde der Zeitraum von einem Vierteljahr als genügend erachtet.

Aus der Zahlentafel geht die vergleichende Übersicht der Transportverhältnisse des Werkes in dem gegenwärtigen und dem früheren Zustande hervor. Dieser Vergleich wurde noch erweitert für eine Anordnung des Werkes bei günstigster Lage aller Arbeitsstellen zueinander. Dieser Anordnung wurde das Kreislaufprinzip (Abb. 1) zugrunde gelegt und innerhalb des letzteren die günstigste Lage eines jeden Arbeitsplatzes nach dem oben durchgeführten Verfahren errechnet. Die Förderwege für die einzelnen Arbeitsstellen des Werkes im früheren Zustande wurden nach einem alten Fabrikplan ermittelt. Die Fördermengen entsprechen in allen drei Fällen den durch die Untersuchung erfaßten Werten.

Für die meisten Arbeitsstellen hat sich durch die Umstellung des Werkes eine Verbesserung des Relativförderweges ergeben. Nur bei Winkelschmiede, Locherei, Fräserei und Zusammenbau sind die Relativförderwege größer geworden. Trotzdem hat sich der Förderaufwand des Gesamtwerkes um 26,4 % verringert. Aber er ist gegenüber dem Förderaufwand bei günstigster Anordnung der Werkstätten immer noch um 28,2 % größer, obgleich einzelne Werkstätten auch hier eine Erhöhung der Relativförderwege erfahren haben. Man sieht hieraus, daß sich eine noch größere Verbesserung der Werkstättenanordnung in fördertechnischer Hinsicht sehr wohl hätte erreichen lassen.

Die Ausbringung betrug in dem untersuchten Vierteljahr 3347 t. Damit ergibt sich der Relativförderweg des gesamten Werkes für die drei verschiedenen Anordnungen zu

$$3\ 115\ 654 : 3347 = 930,82\ \text{m}$$

$$2\ 292\ 454 : 3347 = 684,89\ \text{m}$$

$$1\ 799\ 969 : 3347 = 547,75\ \text{m}$$

Das Ergebnis der Untersuchung, ausgedrückt in diesen drei Relativförderwegen, zeigt, wie erheblich sich bei geschickter Anordnung der Werkstätten der Förderweg verkürzen läßt.

INHALT: Über den Bau des Hafens in Helgoland. — Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis. — Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. — Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre. — Das Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte.