

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 12. Juni 1936

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Der Dammbau Festland—Nordstrand.

Von Regierungsbaurät W. Mügge, Husum.

Im Rahmen der großen Aufgabe, das in vergangenen Zeiten von den Nordseewellen verschlungene Land wiederzugewinnen, ist im Sommer 1935 ein bedeutungsvolles Werk vollendet worden, nämlich der hochwasserfreie Ausbau des Dammes Festland—Nordstrand.

In der Abhandlung von Dr.-Ing. Heiser über Landerhaltung und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste¹⁾ ist eingehend beschrieben

der Insel Nordstrand und ihrer Verbindung mit dem Festlande behandeln; läßt doch ein solcher Rückblick die Bedeutung des Dammes erst richtig erkennen.

Der Gedanke, die Insel Nordstrand mit dem Festlande zu verbinden, ist recht alt. Bereits im 16. Jahrhundert ist von dem Plan einer solchen Dammverbindung zum ersten Male die Rede. Damals hatte Nordstrand einen viel größeren Umfang und eine ganz andere Form als heute. Die Insel bildete mit Pellworm zusammen ein Ganzes, reichte wesentlich weiter nach Norden als heute und hatte etwa die Gestalt eines nach Süden offenen Hufeisens (Abb. 2).

Seinerzeit war der Plan aufgetaucht, ungefähr 3 km nördlich des jetzigen Dammes die Insel Nordstrand mit dem Festlande durch einen Damm zu verbinden. Der große Fachmann der damaligen Zeit, der

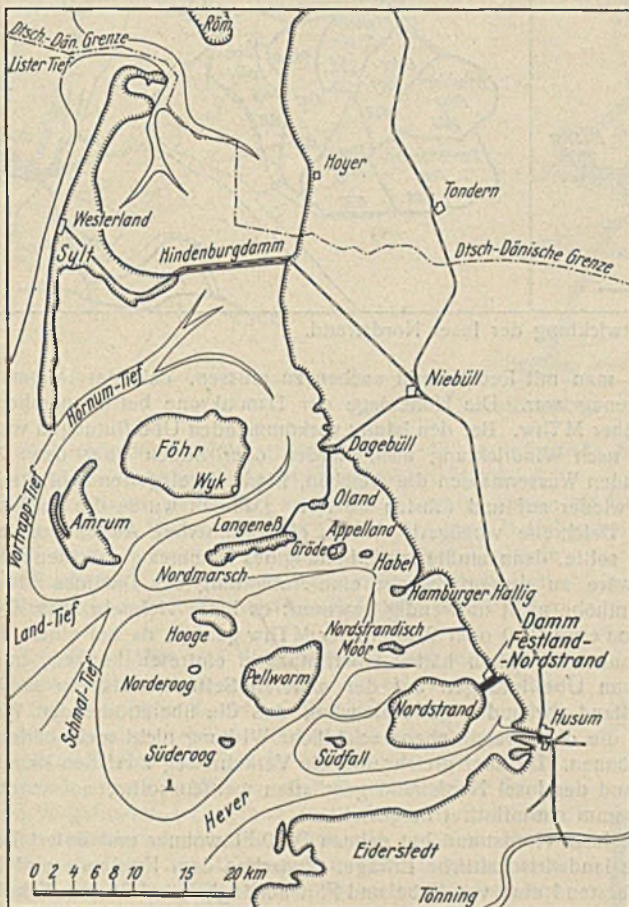


Abb. 1. Karte der nordfriesischen Küste.

worden, wie sich das gesamte Küstengebiet im Laufe der Zeiten durch die zerstörenden und aufbauenden Kräfte des Meeres und durch die Eingriffe von Menschenhand verändert hat und immer noch weiter verändert. In Wort und Bild ist in diesem Aufsatz die Art und Weise der Landgewinnung behandelt worden. Ganz besonders ist aber darauf hingewiesen, wie wichtig es ist, durch Dammverbindungen zwischen dem Festlande und den vorgelagerten Inseln die schädlichen Küstenströmungen zu unterbrechen, das Wattenmeer in große, ruhige, nach der See zu offene Becken zu zerlegen und auf diese Weise Buchten zu schaffen, in denen zufolge der Beruhigung des Wassers die Ablagerung des Schlickes bedeutend gefördert wird. Die großen Dämme zwischen dem Festlande und den vorgelagerten Inseln sind sozusagen die Hauptwerke für die Landgewinnung. Eines dieser Hauptwerke ist der in den letzten Jahren hochwasserfrei ausgebaute Nordstrander Damm, der hier beschrieben werden soll (Abb. 1).

Bevor ich auf die Ausbildung und Ausführung des neuen hochwasserfreien Dammes eingehe, möchte ich kurz die geschichtliche Entwicklung

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 13, S. 179ff., und Heft 27, S. 371ff. Vgl. ferner Prof. Friedrich Müller: „Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste“, Berlin 1917, Verlag Dietrich Reimer (Ernst Vohsen), und „Die nordfriesischen Inseln vor und nach der Sturmflut vom 11. Oktober 1634“, im Auftrage des Landwirtschaftsministers bearbeitet von der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivellements, Berlin 1934, Verlag E. S. Mittler & Sohn.



Abb. 2. Ausschnitt aus der geschichtlichen Karte der schleswigschen Westküste von Geerz.

herzogliche Deichgraf Rollwagen, hat zu Anfang des 17. Jahrhunderts in einem Bericht an den Herzog Johann Adolf auf die günstige Wirkung eines solchen Dammes hingewiesen und seine Ausführung empfohlen. Er schreibt, daß der Damm den Angriff der See von einigen besonders stark gefährdeten Deichen abkehren und einen starken Landanwachs zur Folge haben würde. Die grundlegende Bedeutung von Dammbauten für die Landgewinnung ist also damals schon klar erkannt und zum Ausdruck gebracht worden. Es haben dann auch örtliche Vorarbeiten für den Dammbau und Verhandlungen mit den Bewohnern von Nordstrand stattgefunden. Eine Reihe größerer Sturmfluten verhinderte indessen die Inangriffnahme des Werkes. Schließlich bereitete die Sturmflutkatastrophe vom 11. Oktober 1634, der das alte Nordstrand zum Opfer fiel, auch allen Dammbauplänen ein Ende.

Durch diese Sturmflut wurde das alte Nordstrand in mehrere Teile zerrissen. Während der westliche Teil, das heutige Pellworm, verhältnismäßig schnell wieder eingedeicht wurde, vollzog sich die Wiederbedeichung des östlichen Teiles, des heutigen Nordstrand, sehr viel langsamer (Abb. 3). Mehr als 20 Jahre lang lag die Insel völlig ohne Deichschutz. Erst im Jahre 1656 wurde die erste Teilbedeichung vollendet. Weitere Bedeichungen folgten in den Jahren 1657 und 1663, ferner 1692 und 1771. Im Jahre 1866 wurde schließlich der Morsumkoog eingedeicht.

Einige Jahre früher war die Frage der Landgewinnung und des Küstenschutzes energisch aufgegriffen worden. Die Untersuchungen einer

Kommission ließen über die Bedeutung der Inseln für den Schutz der Festlandküste und für die Neulandbildung keinen Zweifel. Der Husumer Deichinspektor Kapitän von Carstensen bespricht im Jahre 1857 die Möglichkeit, durch Verbindungsdämme zwischen dem Festlande und den Halligen und durch allmähliches Hinarbeiten auf die Vereinigung der Insel Nordstrand mit dem Festlande die Umwandlung der dazwischen liegenden Wattflächen in Land zu bewirken und durch Fortsetzen dieser Arbeitsweise als Endziel die Verlandung des gesamten Wattenmeeres zu erreichen.

So wurde denn anlässlich der Bedelung des Morsumkooges im Jahre 1866 mit dem Hinarbeiten auf die Vereinigung Nordstrands mit dem Festlande begonnen und ein kleiner Damm von Nordstrand nach der Pohnshallig hinüber gebaut, die als Überrest des ehemaligen Nordstrand außendeichs liegendeblieben war. Infolge der landbildenden Wirkung dieses Dammes wuchs die Pohnshallig mehr und mehr mit der Insel Nordstrand zusammen. Der im Jahre 1866 erbaute Damm von Nordstrand nach Pohnshallig stellt also den ersten wirklichen Schritt zu einer Landfestmachung der Insel Nordstrand dar.

Ein großzügiger Bauplan für die Arbeiten im Wattenmeer wurde im Jahre 1894 aufgestellt. Im Generalbericht zu diesem Bauplan ist wiederum die Notwendigkeit der Erhaltung der Inseln als Wellenbrecher für die Festlandküste und als Stützpunkte für Verbindungsdämme dargelegt und die große Aufgabe der Landgewinnung eingehend und klar behandelt worden. Auf Grund dieses Bauplanes ist seit Ende des vergangenen Jahrhunderts eine fortdauernde rege Bautätigkeit zur Erhaltung der Inseln und Herstellung von Dämmen entfaltet worden. In den Jahren 1906 bis 1907 wurde die Insel Nordstrand landfest gemacht; es wurde ein Damm vom Festlande nach der inzwischen mit Nordstrand zusammengewachsenen Pohnshallig hinüber gebaut.

Dieser Damm bestand entsprechend dem Stande der damaligen Erfahrungen aus Busch und Kleiboden. Mehrere tiefe Priele wurden unter erheblichen Schwierigkeiten mit Senkfaschinen abgedämmt. Das Unternehmen gelang, die Unterhaltung des Dammes erforderte aber in der Folgezeit erhebliche Mittel. Als während des großen Krieges 1914 bis 1918 die Geldmittel und Arbeitskräfte fehlten, verfiel er. Es entstanden Durchbrüche, die zur Folge hatten, daß die bereits verschlickten Priele sich wieder vertieften und von Süden nach Norden verbanden. An zahlreichen Stellen wurde allmählich der Kleiboden ausgewaschen und die Buschpackung zerstört. Wenn das Werk nicht ganz verlorengehen sollte, dann war eine Wiederherstellung in verbesserter Bauweise notwendig. Diese gründliche Wiederherstellung fand in den Jahren 1919 bis 1924 statt. Die Linienführung wurde beibehalten. Der Damm erhielt eine Spundwand im Kern und beiderseits eine Steinpackung auf Grand mit Buschunterlage. Seine Ausbildung ist aus dem Querschnitt Abb. 4 zu erkennen. Er bildet den südlichen Fuß des neuen großen Dammes.

Alle bisherigen Dämme hatten den einzigen Zweck, der Landgewinnung zu dienen. Diesen Zweck haben sie auch bis zu einem gewissen Grade erfüllt. Von Nordstrand her schritt die Auflandung vorwärts. Das deichreife Land wurde größer, so daß vom Preußischen Staat zur Weiterbedelung geschritten werden konnte. Im Jahre 1920 wurde der Bau des Pohnshalligkoog-Deiches in Angriff genommen und im Jahre 1925 vollendet.

Nach der anfänglich guten Auflandung war aber in den letzten Jahren ein nennenswerter Fortschritt nicht mehr zu erkennen. Die Ursache hierfür

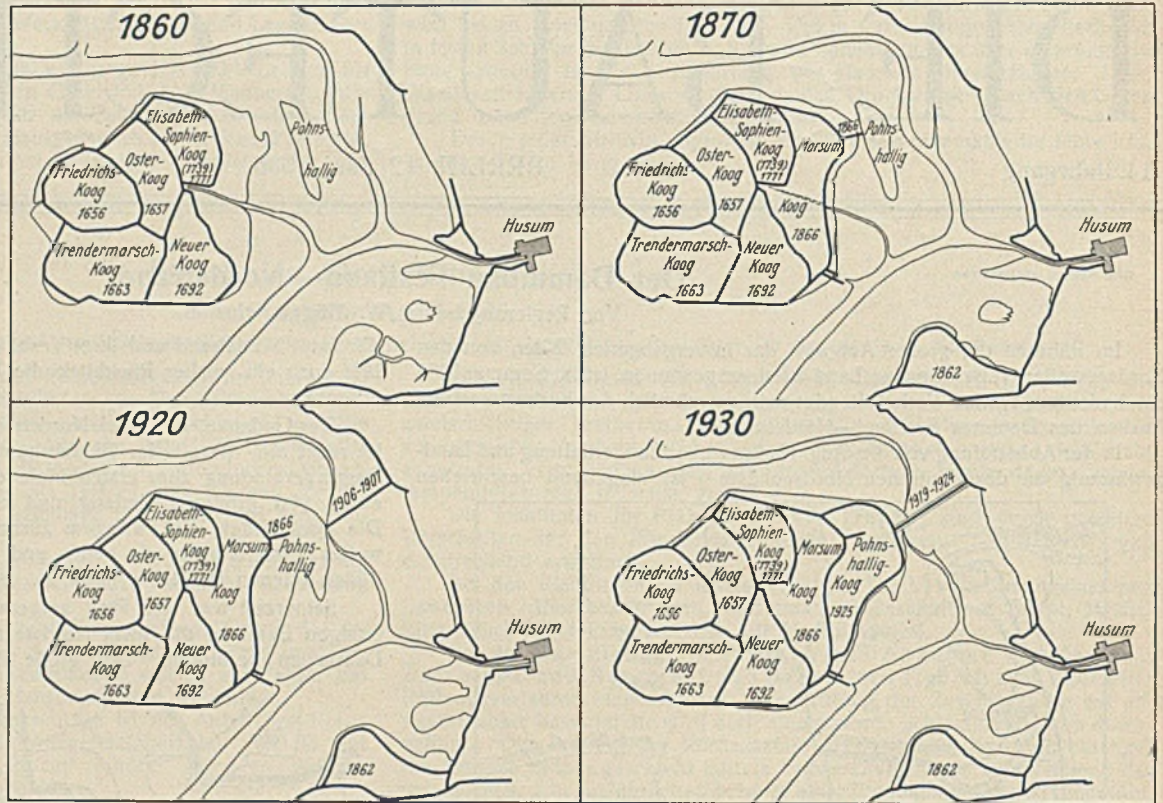


Abb. 3. Entwicklung der Insel Nordstrand.

glaubte man mit Recht darin suchen zu müssen, daß der Damm nicht hoch genug war. Die Höhenlage der Dammkrone betrug nämlich nur 50 cm über MThw. Bei den häufig vorkommenden Überflutungen wühlten die je nach Windrichtung nach Norden oder Süden über den Damm strömenden Wassermassen die weichen, frisch abgelagerten Schlickmassen immer wieder auf und führten sie fort. Dadurch wurde die Auflandung bis zur Deichreife verzögert. Wenn eine schnellere Auflandung erzielt werden sollte, dann mußte zur Erhöhung des Dammes geschritten werden. Zwar wäre zu diesem Zwecke eine Aufhöhung des Dammes bis über Sturmfluthöhe nicht notwendig gewesen; es hätte vielmehr eine Kronenhöhe von etwa 2,00 oder 2,50 m über MThw genügt, da bei einer solchen Höhe nur noch selten hätten Überflutungen eintreten können, und im Falle von Überflutungen auf der anderen Seite bereits ein so hoher Wasserstand vorhanden gewesen wäre, daß die überströmenden Wassermassen die oben beschriebene schädliche Wirkung nicht mehr hätten ausüben können. Da aber gleichzeitig ein Verkehrsweg zwischen dem Festlande und der Insel Nordstrand geschaffen werden sollte, so wurde der neue Damm sturmflutfrei hergestellt.

Die Insel Nordstrand hat nahezu 3000 Einwohner und liefert hervorragende landwirtschaftliche Erträge. Zwischen dem Festlande und Nordstrand bestand eine von Ebbe und Flut abhängige, bei Sturm, Nebel und Eisgang unsichere Dampferverbindung. Es lag daher das Bedürfnis vor, eine von den Gezeiten und den Unbilden der Witterung unabhängige Verbindung zu schaffen. Schon der alte, niedrige Damm, der gar nicht als Verkehrsweg erbaut war und wegen seiner tiefen Kronenlage auch schlecht dafür ausgenutzt werden konnte, wurde von den Inselbewohnern eifrig begangen. Die Überschreitung dieses Dammes war aber keineswegs ungefährlich, da plötzlich unvorhergesehene Überflutungen eintreten und zu Unglücksfällen führen konnten. Auch war das Gehen auf den glatten und schmalen Hölzern der Spundwand und Zangen recht unbequem.

Schon vor der Herstellung des ersten Dammes war die Gemeinde Nordstrand mit dem Wunsche nach einer sturmflutfreien Verbindung zum Festlande hervorgetreten. Nachdem die Pohnshallig eingedeicht worden war, wurde von der Gemeinde Nordstrand im Sommer 1925 der sturmflutfreie Ausbau des Dammes mit dem Hinweis auf die Beschäftigungsmöglichkeit einer großen Anzahl von Nordstrander und Husumer Erwerbslosen erneut beantragt. Es wurde denn auch der Entwurf für einen sturmflutfreien Damm aufgestellt und überprüft, die Ausführung unterblieb jedoch.

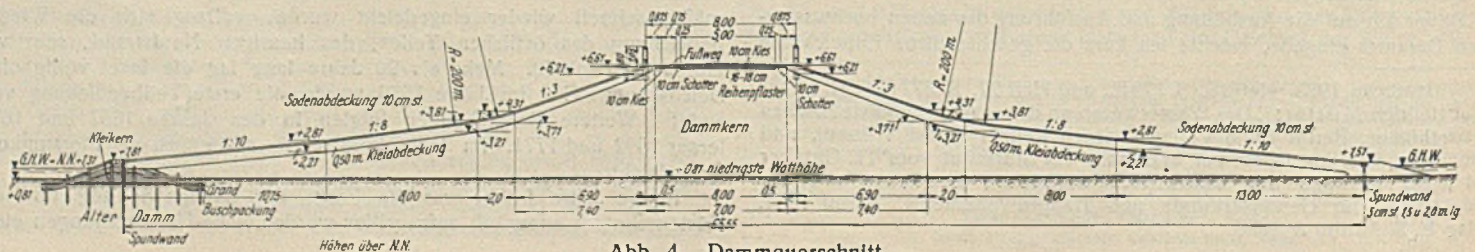


Abb. 4. Dammquerschnitt.

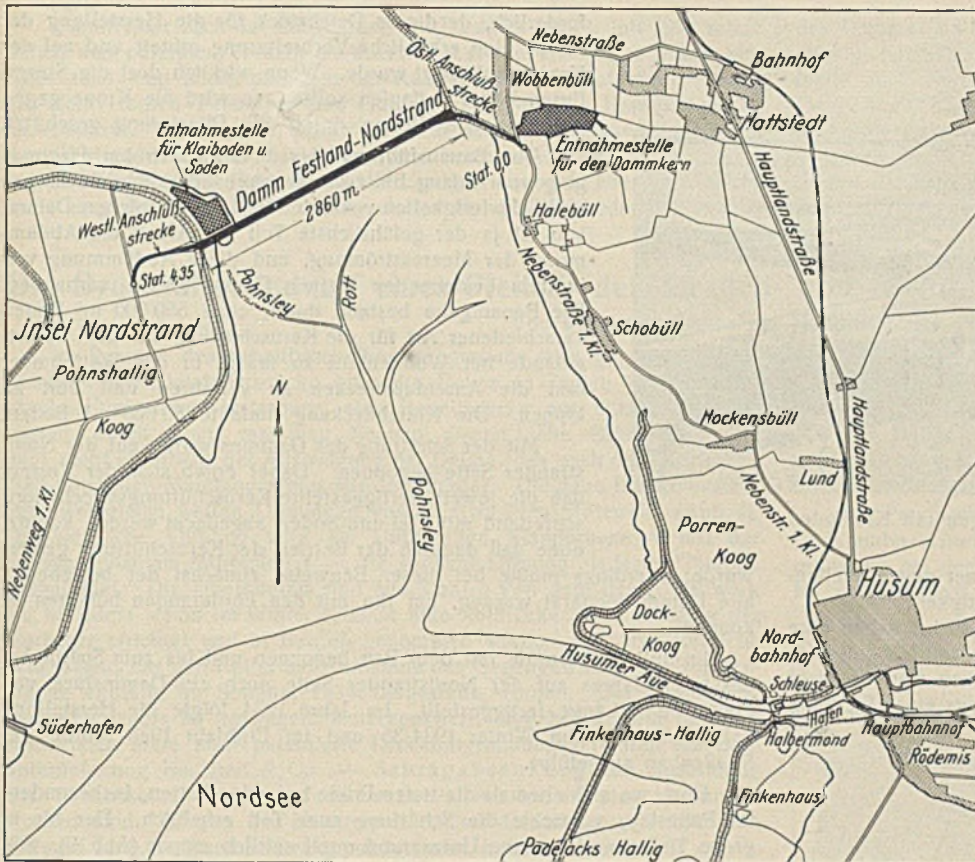


Abb. 5. Übersichtsplan.

Erst nach der Machtübernahme wurde der sturmflutfreie Ausbau des Dammes als Arbeitbeschaffungsmaßnahme durchgeführt.

Beim Ausbau wurde der vorhandene niedrige Damm als Fuß benutzt. Der neue große Damm folgt im allgemeinen dem bestehenden und liegt mithin an der schmalsten Stelle zwischen dem Festlande und Nordstrand. Die Dammlänge zwischen dem Festlandseedelch und dem Inselseedelch beträgt etwa 2860 m (Abb. 5).

Die Oberfläche des Watts nördlich und südlich des Dammes lag bei Baubeginn etwa 60 cm unter MThw und fiel bei Ebbe trocken. Die Bohrungen im Watt ergaben im allgemeinen unter dem weichen, frisch abgelagerten Schlick eine Schicht sandigen Kleis von durchschnittlich etwa 1 m Mächtigkeit. Darunter wurde feiner Sand vorgefunden. Zwischen dem Klei und dem Sand wurde besonders nach dem Festlande zu eine Moorschicht von 1 bis 2 m Dicke angetroffen. Dort, wo sich ehemals die tiefen Pricle befunden hatten, bestand der Untergrund bis in große Tiefen hinein aus weichem Klei. MThw lag am Damm auf NN + 1,30 m, HHThw auf NN + 5,00 m. Die Kronenhöhe des sturmflutfreien Dammes wurde auf NN + 6,60 m, d. h. auf 1,60 m über HHThw gelegt.

Das Querprofil des Dammes zeigt die an den Außenseiten moderner Seedeiche üblichen Böschungsverhältnisse (Abb. 4). Die Krone hat eine Breite von 8 m erhalten, um eine zweispurige Fahrstraße ausführen zu können. Der Südfuß des Dammes schließt an die inmitten des alten Dammes befindliche Spundwand an. Die Steine auf der Nordseite des alten Dammes wurden nach der Südseite hinübergesetzt, die Pfähle abgeschnitten. Der nördliche Dammfuß wurde durch eine Spundwand gesichert. Der Dammkörper besteht aus dem Dammkern und der Kleiabdeckung. Der Boden für den Dammkern wurde in unmittelbarer Nähe des Ausgangspunktes auf dem Festlande bei dem Orte Wobbenbüll gewonnen und besteht aus den verschiedensten Bodenarten, Sand, Ton, Lehm usw. Die Abdeckschicht der Böschungen, die in den tieferen Lagen in einer Dicke von 50 cm und oben etwas schwächer ausgeführt wurde, besteht aus Kleiboden, der besondere Widerstandsfähigkeit gegen Wellenschlag besitzt (Abb. 8). Der Kleiboden für die unteren, 1:10 und 1:8 geneigten Böschungen wurde beiderseits des Dammes aus dem Watt entnommen, für die oberen Böschungen wurde er aus dem Nordstrander Vorlande herbeigeschafft. Anfänglich bestanden Bedenken

gegen die Verwendung des weichen Schlicks aus dem Watt für die Kleiabdeckung. Es hat sich aber gezeigt, daß dieser Schlick recht bald fest wurde und den Angriffen der Wellen sehr gut standzuhalten vermochte. Er mußte seines Wassergehaltes wegen selbstverständlich mit einem bedeutenden Sackmaß aufgebracht werden.

Die Dammböschungen haben in üblicher Weise eine Abdeckung mit Grassoden erhalten, die auf den Nordstrander Vorländerelen gewonnen wurden.

Wie erwähnt, ist die Deichkrone so breit hergestellt worden, daß auf ihr eine zweispurige Fahrstraße angelegt werden konnte. Die Straße zweigt auf dem Festlande von der Landstraße Husum—Schobüll—Wobbenbüll ab, führt zunächst auf dem Seedeich der Hattstedter Marsch entlang und dann über den Damm nach Nordstrand. Von dem Nordstrander Seedeich führt sie mit einer Rampe 1:50 in den Pohnshalligkoog hinab und mündet in eine dort vorhandene, ausgebaute Straße ein.

Der Straßenquerschnitt ist eingeteilt in eine 5 m breite Pflasterbahn mit seitlichen 0,25 m breiten Schotterstreifen, einen 0,75 m breiten, mit Kies befestigten Fußgängerweg und seitliche Rasenstreifen. Die Fahrbahndecke ist wegen der zu erwartenden starken Setzungen des Dammkörpers aus 16 bis 18 cm hohem Reihenpflaster auf Kieselbettung hergestellt. Diese Ausführungsart ermöglicht bei Sackungen eine leichte Wiederherstellung des Straßenprofils. Die auf gewachsenem Boden liegende Straßenstrecke im Pohnshalligkoog hat eine 10 cm hohe Kleinpflasterbahn auf Schotterbett erhalten, weil dort keine Sackungen zu erwarten sind.

An den Kronenkanten wurde ein starkes Geländer aus Eisenbetonpfählen errichtet, die durch zwei Gasrohre und drei verzinkte Drähte verbunden sind, damit die auf den Dammböschungen weidenden Schafe und Lämmer von der Straße ferngehalten werden.

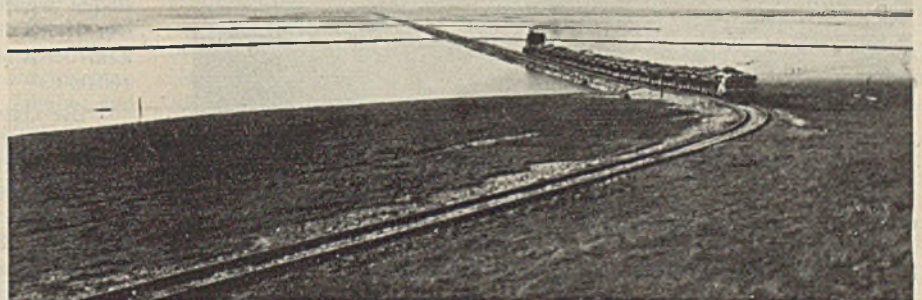


Abb. 6. Beförderung des Bodens für die Kernschüttung auf dem alten Damm (September 1933).



Abb. 7. Überblick über die Dammbaustelle vom Festlande aus (Juli 1934).



Abb. 8. Abdeckung der Dammböschungen mit Kleiboden.

Das Beweiden der Böschungen ist zur Bildung einer gegen Wellenschlag widerstandsfähigen Grasnarbe von größter Wichtigkeit.

Die Kronen der an den Damm anschließenden Deiche haben eine Höhenlage von NN + 6,60 m auf der Festlandseite und von NN + 6,50 m auf der Inselseite. Da nicht mit Sicherheit zu übersehen war, ob nicht infolge des Dammes bei anhaltenden starken Winden aus einer Richtung

Abb. 9. Dammschüttung im Watt.
Seitliches Emporquellen des weichen Untergrundes.

ein höheres Auflaufen der Sturmfluten eintreten würde, wurde der Festlandseedich nördlich des Dammes aufgehöhht. Die Aufhöhung beträgt auf 2 km Länge vom Damm ab 50 cm, so daß der Deich dort nunmehr eine Kronenhöhe von NN + 7,10 m hat. Anschließend fällt die Krone allmählich auf die Sollhöhe von NN + 6,60 m ab. Für das südliche, an den Damm anschließende kurze Deichstück war eine Höherlegung der Krone nicht er-

forderlich, da dieses Deichstück für die Herstellung der Straße eine erhebliche Verbreiterung erhielt und auf der Krone gepflastert wurde. Wenn wirklich dort die Sturmfluten höher auflaufen sollten, so wird die Krone gegen aufschlagende Wellen durch die Pflasterung geschützt.

Die Bauausführung des hochwasserfreien Dammes ging von Anfang bis zu Ende ohne erhebliche Störungen und Schwierigkeiten vor sich. Bei einem solchen Dammbau ist ja der gefährlichste Teil der Arbeit die Abdämmung der Meeresströmung, und diese Abdämmung war in dem bestehenden kleinen Damm bereits vorhanden. Die Bauaufgabe bestand darin, etwa 550 000 m³ Boden verschiedener Art für die Kernschüttung auf dem Geestgelände bei Wobbenbüll zu laden, in das Wattmeer und die Anschlußstrecken zu verfahren und dort zu kippen. Die Kleiabdeckung umfaßte 80 000 m³ Boden.

Mit der Schüttung des Dammes wurde auf der Nordstrander Seite begonnen. Dabei ergab sich der Vorteil, daß die jeweils fertiggestellte Kernschüttungsstrecke fortschreitend mit Klei und Soden abgedeckt werden konnte, ohne daß dadurch der Betrieb der Kernschüttung gestört wurde; allerdings mußte bei dieser Bauweise zunächst der bestehende alte Damm verstärkt werden, um ihn mit den Förderzügen befahren zu können.

Im Juli 1933 wurde mit dem Bau begonnen und bis zum Spätherbst desselben Jahres auf der Nordstrander Seite noch ein Dammstück von etwa 800 m Länge fertiggestellt. Im Jahre 1934 folgte die Herstellung der Reststrecke, im Winter 1934/35 und im Frühjahr 1935 wurde der Straßenbau ausgeführt.

Dort, wo sich ehemals die tiefen Priele befunden hatten, insbesondere im Pohnsley, versackte die Schüttung zum Teil erheblich. Der bis in große Tiefen noch weiche Untergrund quoll seitlich empor (Abb. 9). Die dadurch entstandenen Betriebserschwernisse wurden indessen ohne besondere Schwierigkeiten überwunden. Auch war in der Massenberechnung mit einem Mehrverbrauch von Boden durch solche Vorkommnisse von vornherein gerechnet worden, da bei allen Deichbauten in Nordfriesland mehr oder weniger starke Versackungen aufzutreten pflegen.

Die Erdarbeiten wurden von der Arbeitsgemeinschaft Habermann & Guckes-Liebold, Polensky & Dr.-Ing. Rathjens ausgeführt. Da möglichst viele Erwerbslose beschäftigt werden sollten, wurden die gesamten Erdmassen von Hand geladen. Der Boden für die Kernschüttung mußte allerdings zum Teil mit einem Löffelbagger gelöst werden, da Bodenarten vorgefunden wurden, die für das Lösen von Hand zu schwer waren. Der Boden wurde in Bauzügen mit Lokomotiven nach der Kippe gefahren. Der Kleiboden aus dem Watt wurde mit Schubkarren befördert. Die Zahl der Arbeiter betrug in der Hauptbauzeit 650, die Zahl der Tagewerke 160 000.

Die Gesamtkosten für den sturmflutfreien Ausbau des Dammes Festland—Nordstrand sind zu 2 400 000 RM veranschlagt worden. Diese Summe ist aber nicht verbraucht worden, da die Sturmflutschäden gering blieben. Die Gesamtkosten belaufen sich auf rd. 1 650 000 RM. Von den Kosten entfallen $\frac{5}{10}$ auf den Dammbau und $\frac{1}{10}$ auf die Herstellung der Straße. Diesem Verhältnis entsprechend werden die Kosten für den Dammbau vom Preußischen Staate und für den Straßenbau vom Kreise Husum getragen. Abb. 10 zeigt einen Blick vom Festlandseedich nach Westen über den fertigen Damm, im Hintergrunde Nordstrand; Abb. 11 einen Blick vom Festlandseedich nach Osten über die fertige Anschlußstrecke.

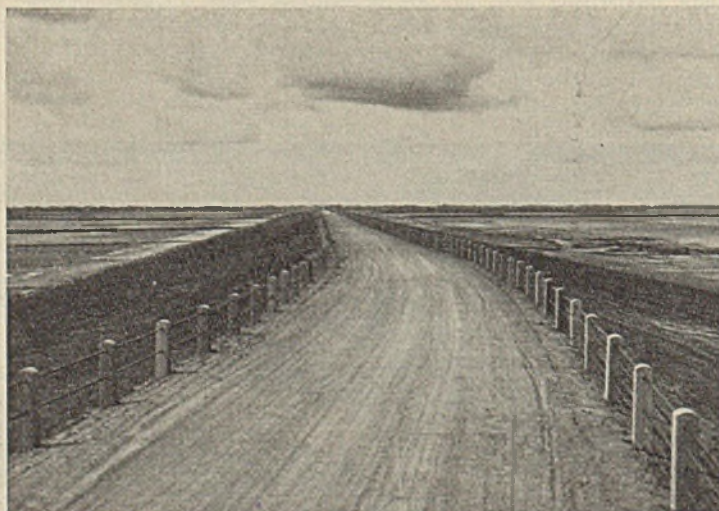


Abb. 10.

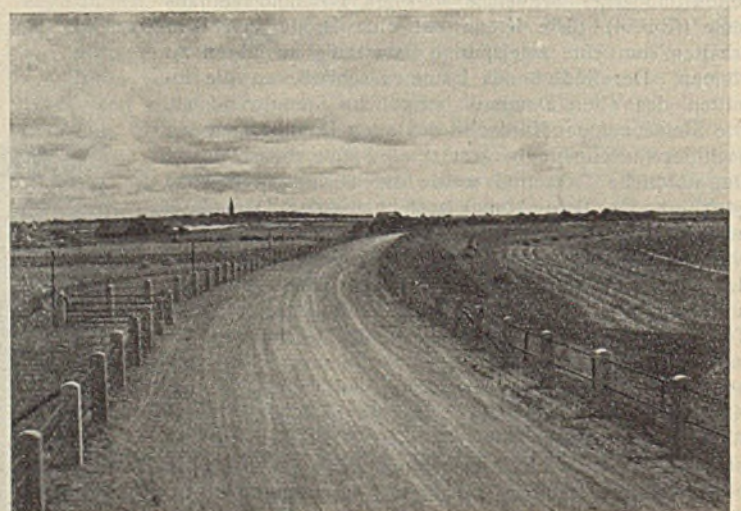


Abb. 11.

Unmittelbar nach der Einweihung des Dammes am 14. Juli 1935 setzte neben dem normalen Verkehr ein unerwartet starker Ausflüglerverkehr ein. Aber auch jetzt noch, nachdem der Ausflüglerverkehr aufgehört hat, ist aus dem starken Personen- und Güterverkehr auf dem Damm deutlich zu erkennen, welche große Bedeutung dem neuen Verkehrsweg zwischen dem Festlande und der Insel Nordstrand beizumessen ist.

Die Wirkung des Dammes auf die Landgewinnung ist aller Voraussicht nach ausgezeichnet. Die Entnahmestellen für den Kleiboden beiderseits

des Dammes im Watt sind jetzt nach 1½ Jahren schon wieder fast vollständig mit Schlick gefüllt. Auf der ganzen Strecke zwischen dem Festlande und Nordstrand sind bereits umfangreiche Gruppelarbeiten im Gange. Es besteht die berechtigte Hoffnung, daß in absehbarer Zeit größere Flächen deichreif werden. Dann wird ein Verbindungskoog zwischen Nordstrand und dem Festlande entstehen, in dem zahlreiche Siedler Heimat und Brot finden werden. Die Insel Nordstrand aber wird dann zur Halbinsel.

Die Druckluftgründung eines Pfeilers der Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Deime in Tapiau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reglerungsbaumeister Hans Scherpe, Meppen.

Im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms wird gegenwärtig die Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Deime in Tapiau im Zuge der Straße Königsberg—Insterburg, eine Behelfsbrücke auf hölzernen Pfahljochen, durch einen massiven Neubau ersetzt. Die Brückenbaustelle liegt dicht unterhalb der Abzweigung der Deime, des nach dem Kurischen Haß führenden Mündungsarmes aus dem Pregel. Die neue Brücke besteht aus zwei gleich weiten Öffnungen von je etwa 19 m Stützweite (Abb. 1). Die nördliche Öffnung wird als einflügelige Klappbrücke — mit der Klappenspitze am Mittelpfeiler —, die südliche Öffnung als fester Überbau ausgebildet. Die Überbauten sind aus Stahl. Von dem neuen Bauwerk ist, nachdem schon im Winter 1933/34 eine Notbrücke zur Umleitung des Verkehrs errichtet und in Betrieb genommen worden war, das nördliche Widerlager, das den Keller zur Aufnahme des Gegengewichts der Brückenklaappe enthält, im Sommer 1934 hergestellt worden. Die Ausführung des Widerlagers ist deswegen bemerkenswert, weil bei diesem Bauwerk zum ersten Male zwei patentierte Druckluftgründungsverfahren der Bauunternehmung Beuchelt & Co. — Schrägabsenkung und Ausbildung des Senkkastens als Ringsenkkasten¹⁾ — miteinander verbunden worden sind. Wegen der Neuartigkeit dieser Gründung soll über den Entwurf und die Bauausführung nachstehend berichtet werden.

Die Baustelle liegt am nördlichen Rande der alluvialen Ablagerungen von Pregel und Deime; die Ablagerungen bestehen aus einem weichen, schmierigen, mehlsandhaltigen, mit Pflanzenresten und Schaltrümmern durchsetzten Faulschlammton. Die unterlagernden diluvialen Schichten sind Sande, Kiese und fester Geschiebemergel.

An der Baustelle des Nordwiderlagers befand sich eine 6 bis 9 m mächtige Schicht des alluvialen Faulschlammtons mit stellenweisen Sandeinlagerungen über festem Geschiebemergel, dessen Oberfläche nach dem Deimebett mit einer Neigung von etwa 1:4,5 abfiel. Der tragfähige Baugrund stand also erst in größerer Tiefe unter dem Uferhange an. Als erschwerend kam noch hinzu, daß anscheinend im Uferhange stärkere waagerechte, nach dem Deimebett gerichtete Schubkräfte vorhanden waren. An dem an dieser Stelle befindlichen, etwa 1868 gebauten Pfeiler der alten Brücke waren Jahrzehnte hindurch Bewegungen nach der Wasserseite beobachtet worden, die auf das Vorhandensein von waagerechten Schüben im Uferhange zurückgeführt werden mußten. Die Schübe sind möglicherweise infolge der Auflast der Straßenrampe auf den wasserhaltigen Faulschlammton entstanden. Sie waren, wie Beobachtungen der letzten Jahre ergaben, bis in die neueste Zeit hinein wirksam.

Bei der Entwurfsbearbeitung des neuen Pfeilers, der das Gegengewicht und die Drehachse der Klappbrücke aufzunehmen hatte, mußte eine Lösung gefunden werden, bei der das Eintreten späterer Bewegungen ausgeschlossen war, da sonst fortgesetzte Störungen im Klappenbetrieb und damit auch im Straßenverkehr eintreten mußten. Für die Gründung wurde

1. Pfahlgründung,

2. Druckluftgründung mittels Ringsenkkasten nach einem Vorschlag der Firma Beuchelt & Co., Grünberg,

in Erwägung gezogen. Die Pfahlgründung hatte den Nachteil, daß wegen der zahlreichen erforderlichen Schrägpfähle der alte bestehende Pfahlrost gezogen werden und hierdurch eine unerwünschte Auflockerung des Bodens eintreten mußte. Den alten Pfahlrost zum Tragen des neuen Widerlagers mit heranzuziehen, kam nicht in Betracht, da seine Tragfähigkeit nach den beobachteten dauernden Bewegungen mangelhaft war. Auch bot eine Pfahlgründung nach den vorliegenden Erfahrungen keine unbedingte Gewähr gegen künftige Bewegungen. Es wurde daher der Druckluftgründung der Vorzug gegeben.

Die Ausbildung des Senkkörpers als Ringsenkkasten ist bereits vom Bau des Klappenpfeilers der Zecheriner Brücke her bekannt²⁾. Durch den Ringsenkkasten wird ein großes Widerstandsmoment erzielt, da die von der Achse am weitesten entfernt liegenden Querschnittflächen ausgenutzt werden, und andererseits gegenüber der massiven Ausführung an Bodenaushub unter Druckluft und Beton gespart. Um den Schüben erfolgreicher entgegenzuwirken, ergab es sich als zweckmäßig, mit der Ringsenkkastengründung das von der Firma Beuchelt & Co. schon häufiger ausgeführte Verfahren der Schrägabsenkung³⁾ zu verbinden; es war dadurch

möglich, die Resultierende der senkrechten und waagerechten Kräfte ungefähr in die Mitte der Grundfläche zu bringen. Die Gründungssohle des Bauwerks wurde auf Ord. — 9,00 m NN, d. h. 9,71 m unter das MW der Deime gelegt; das Widerlager war bei dieser Gründungstiefe an der tiefsten Stelle des schräg abfallenden Geschiebemergels noch 1 m im Geschiebemergel eingespannt (Abb. 2).

Die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, die die Bodenuntersuchungen für die Gründung ausführte, hatte die Druckluftgründung bei der größten errechneten Kantenpressung von $\sigma = 3,8 \text{ kg/cm}^2$ für unbedenklich erklärt. Die Sicherheit gegen Verschieben wurde auf

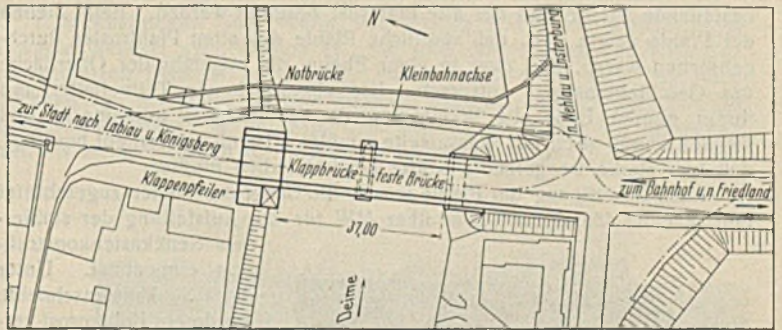


Abb. 1. Lageplan.

Grund der von der Versuchsanstalt bestimmten Schubfestigkeit zu $n = 2$ festgestellt, wobei der Scherwiderstand des von dem Ring umschlossenen Erdkernes und der Mehrbetrag des passiven gegenüber dem aktiven Erd- druck auf der Wasserseite außer Ansatz blieb. Die Standsicherheit des Pfeilers erschien somit auch beim Vorhandensein stärkerer Schübe ausreichend verbürgt. Die Arbeiten wurden in den Monaten Mai bis November 1934 von der Firma Beuchelt & Co. in Verbindung mit der ostpreußischen Firma Hermann Klammt ausgeführt. Mit Rücksicht auf die Neuartigkeit der Bauweise wurde für die endgültige Lage des Pfeilers eine Abweichung von der im Achsplan festgesetzten Lage um 10 cm in jeder Richtung zugelassen.

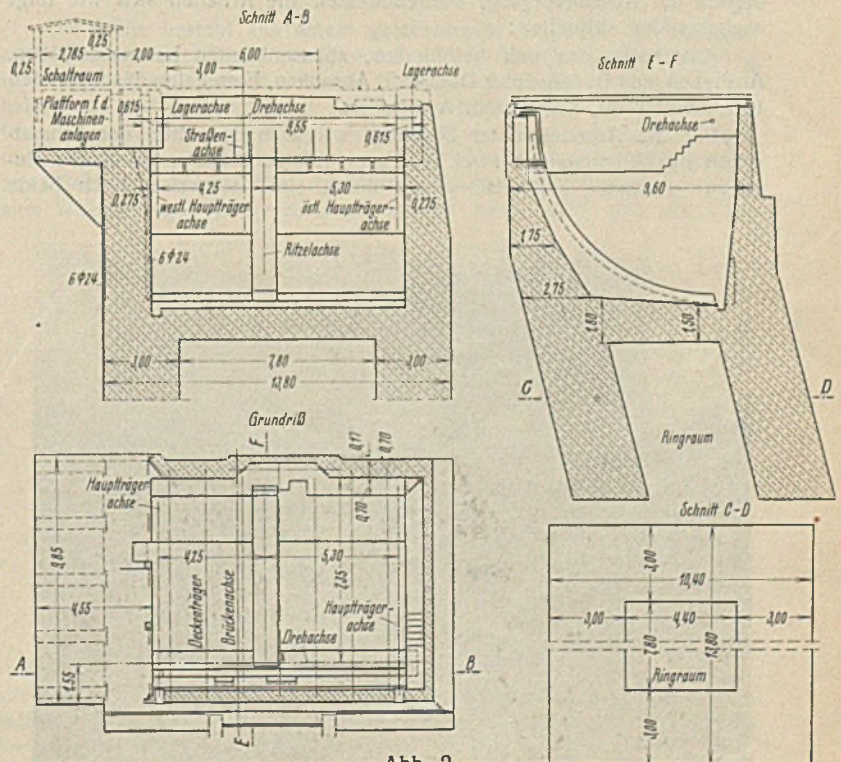


Abb. 2.

Entwurf für den Klappenpfeiler.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 37, S. 566 ff.; 1933, Heft 22, S. 279 u. 280.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 20, S. 251 ff.

³⁾ Bautechn. 1929, Heft 37, S. 566.

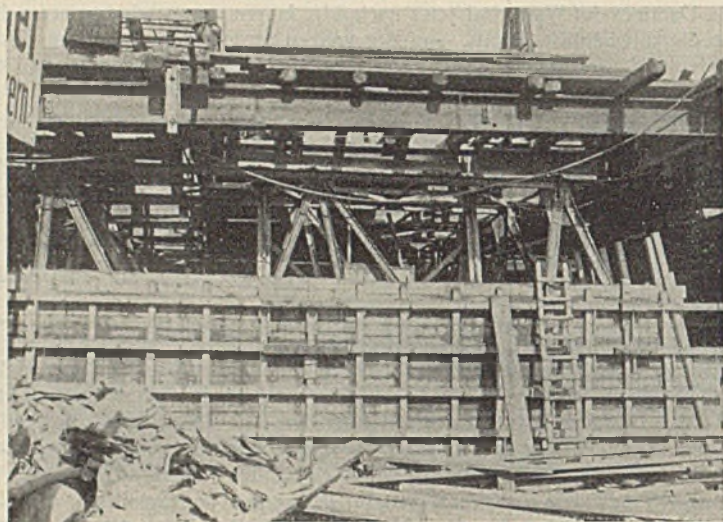


Abb. 3. Ringsenkkasten eingeschalt.

Vor der Inangriffnahme der Neubauarbeiten mußten zunächst der bestehende Pfeiler und der alte Pfahlrost beseitigt werden. Beim Ziehen der Pfähle zeigte sich, daß sämtliche Pfähle des alten Pfahlrostes durchgebrochen waren, und zwar in einer Ebene, die ungefähr der Oberfläche des Geschiebemergels entsprach. Die abgebrochenen Teile hatten mit ihrem oberen Ende die Wanderung des Widerlagers mitgemacht und standen schräg nach der Wasserseite geneigt. Damit war erneut bestätigt, daß hier starke waagerechte Kräfte gewirkt haben mußten.

Nach Beseitigung der Pfähle wurde die Baugrube wieder zugeschüttet und in einer Höhe von 0,5 m über MW für die Aufstellung der stähler-

nen Senkkastenkonstruktion eingeebnet. Unter der Senkkastenschnelle wurde ein Bohlenrost verlegt, damit sich der Senkkasten, der wasserseitig auf soeben verfülltem, landseitig auf gewachsenem Boden auflag, nach dem Betonieren nicht ungleichmäßig setzte. Die Bohlen wurden später beim Absenken wieder unter der Schnelle hervorgezogen.

Nach dem Betonieren des Senkkastens (Abb. 3)

begann der Absenkvorgang, währenddessen die Arbeiten sich wie folgt nacheinander abspielten:

Ausschalen des neu betonierten, abzusenkenen Betonabschnittes, Ausheben von Boden unter Druckluft, Absenken, Einschalen des folgenden Betonabschnittes, Betonieren, Ausschalen.

Für die Arbeiten unter Druckluft waren in der Mitte der Schmalseiten des Arbeitsraums zwei Schleusen mit senkrechten Schächten eingebaut worden. Zeitweise wurde durch eine, zeitweise durch beide

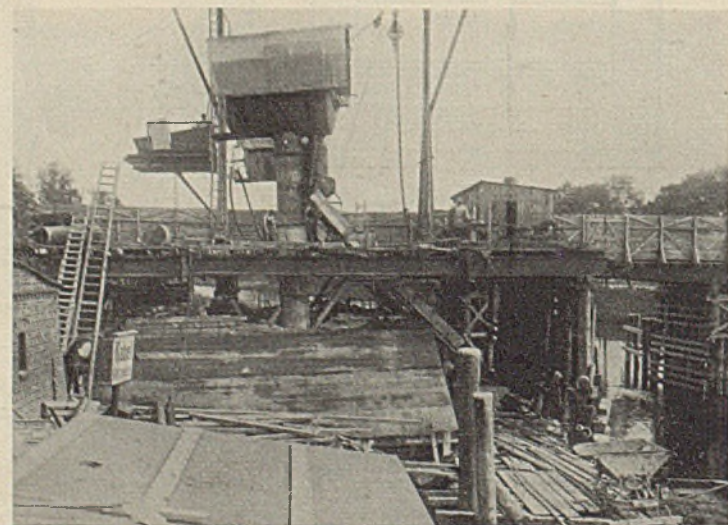


Abb. 5. Pfeiler mit Druckluftanlage.

Schleusen Boden gefördert; die Belegschaft im Arbeitsraum bestand im letzteren Falle aus 12 Mann, die in der achtstündigen Schicht etwa 20 m³ förderten. Die Leistung wurde durch die klebrige Beschaffenheit des Faulschlammtons, die das Lösen des Bodens erschwerte und die Fördergeräte verschmutzte, beeinträchtigt. Je nach Bedarf wurde unter Druckluft in zwei oder drei Schichten gearbeitet (Abb. 4).

Die Druckluft wurde von einem elektrisch betriebenen Kompressor erzeugt; als Reserve war ein fahrbarer Benzinmotor vorhanden. Abb. 5 zeigt den Pfeiler mit der Druckluftanlage während der zweiten Absenkungswoche.

Die Absenkung ging zunächst bis Ord. — 3,90 m NN ohne Besonderheiten vor sich. Vor der weiteren Absenkung mußte die Decke über dem offenen Schacht innerhalb des Senkringes, dem „Ringraum“, die gleichzeitig die Klappenkellersohle bildete, aufbetoniert werden. Da der Pfeiler noch etwa 5 m abzusenken war, mußte vor dem Betonieren der Klappenkellersohle der bisher in dem Ringraum stehengebliebene Erdkern bis auf die endgültige Unterkante der Klappenkellersohle, d. h. die Ordinate — 2,75 m NN, ausgehoben werden. Sicherheitshalber wurde der Aushub noch 0,5 m tiefer geführt, um das Bauwerk erforderlichenfalls um dieses Maß ohne Behinderung durch die Klappenkellersohle tiefer gründen zu können (Abb. 6). Nach dem Aushub des Bodens im Ringraum steckte der innere Schneidenkranz nur noch etwa 0,65 m im Boden, so daß die Druckluft im Arbeitsraum, die infolge des schwer durchlässigen Bodens bis auf 0,9 at Überdruck verdichtet worden war, wegen des verminderten Bodenwiderstandes im Ringraum unter dem inneren Schneidenkranz leichter entweichen konnte und der Überdruck im Arbeitsraum auf 0,5 at sank. Der Auftrieb, den das Widerlager durch den Überdruck erhielt, wurde dadurch um etwa 400 t vermindert.

Infolge dieser starken Verminderung des Auftriebes sowie der bedeutenden Verringerung der Bodenreibung an den über dem inneren Schneidenkranz aufgehenden Wänden war das Bauwerk nicht mehr im Gleichgewicht zu halten und begann langsam abzusenken, hielt aber dabei die Absenkrichtung gut ein. 48 Stunden nach Beginn der Bewegung, als das Betonieren der Klappenkellersohle beginnen sollte, wurde eine Senkung von 24 cm gemessen, die stündliche Senkung betrug also durchschnittlich 5 mm. Mit dem Einbringen des Betons für die Kellersohle wurde aber trotz der Bewegung des Pfeilers nicht gezögert. Durch die Gewichtszunahme infolge des aufgetragenen Betons mußte zwar die Sinkgeschwindigkeit des Pfeilers wahrscheinlich zunächst zunehmen, andererseits mußte aber nach der Betonierung der Kellersohle, da die Druckluft dann nicht mehr durch den Ringraum entweichen konnte, der Luftauftrieb wieder zunehmen und damit die Beherrschung des Absenkvorgangs zurückgewonnen werden.

Während des Betonierens der Klappenkellersohle, von der zunächst nur ein 1 m hoher Abschnitt in 16 Stunden hergestellt wurde, sank der Pfeiler um 30 cm, hatte also eine Sinkgeschwindigkeit von durchschnittlich 19 mm/Std. Um das Entweichen der Luft aus dem Ringraum während des Betonierens und Abbindens zu ermöglichen, wurde in der Klappenkellersohle ein Rohr eingebaut, das ein Ventil für etwaige Regelung des sich im Ringraum einstellenden Luftüberdrucks erhielt. Bald nach Beendigung des Betonierens kam der Pfeiler unter der Wirkung des in der Arbeitskammer inzwischen wieder auf 0,6 at heraufgegangenen Überdrucks und mehrerer dort aufgestellter Stempel zum Stehen. Als die Stempel wegen der Ausschaltungsarbeiten wieder entfernt werden mußten, wurde der Auftrieb im Ringraum zum Tragen des Pfeilers mit herangezogen; er betrug bei geschlossenem Ventil 0,25 at Überdruck, d. h. etwa 90 t. Der Absenkvorgang kam durch diese Maßnahmen wieder völlig in die Hand der Bauleitung.



Abb. 6. Bodenaushub im Ringraum.

Das weitere Absenken des Pfeilers bot nichts Bemerkenswertes mehr. Auf der vorgesehenen Gründungstiefe, — 9,00 m NN, wurde überall tragfähiger Geschicbemergel angetroffen; Bodendruckversuche wurden nicht ausgeführt. Die Abweichung des Pfeilers von der Soll-Lage betrug in Richtung der Brückenachse 10 cm, in der Richtung senkrecht zur Brückenachse 1,5 cm. Die große Abweichung in Richtung der Brückenachse erklärt sich daraus, daß von Anfang an auf der ersten Hälfte des Absenkungsweges die landseltige Schneidenkante um etwa 25 cm tiefer als die wasserseitige Schneidenkante gehalten werden mußte, um für den Fall eines Absackens der wasserseitigen Pfeilerhälfte in dem hier weniger tragfähigen Baugrund ein Kippen des Pfeilers nach der Wasserseite zu vermeiden. Infolge dieser Schrägstellung der Pfeilergrundfläche war die Absenkrichtung etwas schräger, als entwurfsmäßig vorgesehen, so daß eine Abweichung von der Soll-Lage in Richtung nach der Wasserseite entstehen mußte. Diese Abweichung konnte in der zweiten Absenkungshälfte nicht mehr rückgängig gemacht werden, weil der Boden an der Rückwand des Pfeilers in dieser Tiefenlage nicht mehr verdrängt werden konnte.

Da besondere Schutz- und Dichtungsmaßnahmen bei dem Bauwerk nicht ausgeführt wurden, andererseits das Grundwasser in geringem Maße

betonangreifende Stoffe enthielt, wurde dichter Beton im Mischungsverhältnis 1:5 hergestellt und als Weichbeton eingebracht. Die Dichtigkeit wurde durch vorangegangene Versuche erwiesen. Für die Bauteile bis Unterkante Keller-sole wurde als Zuschlag nur Naturkies, für die darüberliegenden Bauteile Naturkies mit 20% Splittzusatz von einer Körnung von 5 bis 30 mm verwendet. Die Arbeitskammer und die Schächte wurden mit Beton im Mischungsverhältnis 1:8 ausgefüllt (Abb. 7).

Der Pfeiler war Anfang November 1934 fertiggestellt. Setzungen konnten bis Dezember 1935 nicht beobachtet werden.



Abb. 7. Ausbetonieren des Arbeitsraumes.

Alle Rechte vorbehalten.

Behelfsanlagen zur Abwasserreinigung.

Von Dr.-Ing. K. Imhoff, beratendem Ingenieur, Essen.

Das vollwertige Entwässerungsnetz mit Spülaborten ist auf die Dauer die wirtschaftlichste Lösung der städtischen Abwasserfrage. Dazu gehört fast stets eine städtische Kläranlage. An den Kosten dieser Kläranlage darf die Stadtentwässerung niemals scheitern. Kläranlagen brauchen nicht teuer zu sein. Es gibt für alle Reinigungsstufen brauchbare, billige Behelfslösungen, die zwar manchmal nicht ganz geruchlos sind, aber in ihrer

1. Sickerbecken sind schon vor dreißig Jahren für kohlehaltiges Abwasser benutzt worden (Abb. 1). Sie sind ursprünglich aus Schlamm-trockenplätzen (Abb. 2) entstanden, indem man diese nicht nur zum Trocknen von Schlamm, sondern zugleich auch als Absetzbecken für das Abwasser benutzte. In der Kriegszeit wurden sie zuerst im Ruhrgebiet auch als Behelfsanlagen für häusliches Abwasser erbaut²⁾.

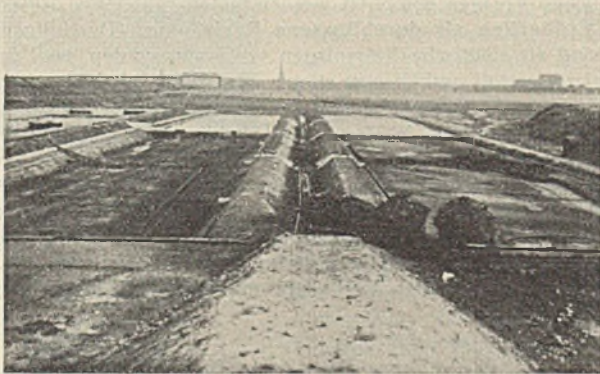


Abb. 1. Sickerbecken für Kohlschlamm im Emscherggebiet.

Jedes Becken wird einige Tage lang als Absetzbecken betrieben. Dann wird es abgestellt und der am Boden liegende Schlamm wird bei geöffneter Sickerung getrocknet.



Abb. 3. Eine der ersten Sickerbeckenanlagen für gemischtes häusliches und gewerbliches Abwasser des Ölbachs bei Witten. Rechts die Becken, links der Entwässerungsgraben für die verschließbaren Sickerrohre.

Reinigungswirkung durchaus den besten endgültigen Bauwerken gleichwertig sind¹⁾. Solche billige Lösungen sind in vielen Fällen nicht nur als Behelf in Übergangszeiten brauchbar, sondern sie können auch als endgültige Anlagen dauernd im Betriebe bleiben und allmählich erweitert werden. Die Behelfsanlagen werden hauptsächlich als Erdbecken ausgeführt. Sie eignen sich gut zur Beschäftigung von ungelerten Arbeitern. Ihre Kosten bestehen vorwiegend aus Arbeiterlöhnen.

Bewährte Bauarten werden im folgenden beschrieben²⁾.

Die Sohle besteht aus einem geschichteten Unterbau von Schlacke oder Kies mit einer Decke von feinem Sand oder Koksgrus. Die Sickerung ist verschließbar; sie wird während des Absetzbetriebes verschlossen gehalten und erst geöffnet, wenn das Becken abgestellt ist und der Schlamm trocknen soll. Jedes Becken wirkt also abwechselnd als Absetzbecken und dann wieder als Schlamm-trockenplatz. Man setzt zweckmäßig immer zwei Becken hintereinander, damit das jeweils erste Becken bis nahe zum Wasserspiegel vollgeschlammmt werden kann, ohne daß die Klär-



Abb. 2. Schlamm-trockenplatz der neuen Kläranlage in Wuppertal.



Abb. 4. Befestigte, flache Absetzbecken mit Handausräumung in Wuppertal.

¹⁾ Reichle u. Kisker, Die Schaffung von Abwasserkläranlagen für leistungsschwache Gemeinden durch den Bau behelfsmäßiger Kläranlagen. Wkr. u. Ww. 1931, Heft 8.

²⁾ Berechnungsbeispiele einzelner Bauarten s. Imhoff, Taschenbuch der Stadtentwässerung. Oldenbourg, München. Auflage 1936.

wirkung leidet. Für häusliches Abwasser müssen Sickerbecken sehr flach sein, damit der Schlamm sich in dünner Schicht ablagert und dann schnell

³⁾ Imhoff, Sickerbecken und sparsame Ortsentwässerung. Techn. Gemdbl. 1925, Nr. 5 vom 5. Juni.

trocknet (Abb. 3). Infolge der geringen Wassertiefe kann man mit kurzer Durchflußzeit von etwa 30 min auskommen⁴⁾.

2. Flache Absetzbecken mit Handausräumung und Erdbecken als Schlammfau Räume. Die Becken werden mit Erdböschungen bei einer mittleren Tiefe von 1 m eingerichtet. Jedes Becken hat in der Sohle eine Längsrinne für den Schlamm. Sohle und Böschungen erhalten eine dünne Betonschale. Gegen Grundwasserauftrieb wird die Sohle mit Sickerung und Durchtrittsöffnungen gesichert. Alle 10 bis 20 Tage wird jedes Becken entleert, und der Schlamm wird ausgepumpt und in den Faulraum befördert. Dabei hilft ein Arbeiter durch Nachschleiben mit (Abb. 4 u. 5).



Abb. 5. Handausräumung des Schlammes in tiefen Absetzbecken einer englischen Anlage (Bradford).

Die Schlammfau Räume werden zwischen Erddämmen 2,5 bis 4 m tief aufgebaut. Der ausgefau lte Schlamm wird abwechselnd an mehreren Stellen zugeführt und abgelassen, damit alle Teile des Faulraumes vom Schlamm durchwandert und ausgenutzt werden. Für eine gute Fäulnis ist notwendig, daß der frische Schlamm regelmäßig mit altem Schlamm geimpft wird. Zu diesem Zwecke wird während des Schlamm pumpens alter Schlamm oder Faulraumwasser mit einer zweiten Pumpe (Impfpumpe) in die gleiche zum Schlammfau raume führende Druckleitung gedrückt. Der ausgefau lte Schlamm kommt auf Trockenplätze oder in Schlammteiche (Abb. 6, 7, 8).

Eine solche Anlage ist in der Wirkung vollwertig, obwohl der Bau bei geeigneten Verhältnissen nur den vierten Teil des Üblichen kostet, nämlich 1,50 RM/Kopf statt 6 RM/Kopf. Für Betrieb und Unterhaltung ist 0,25 RM/Kopf/Jahr zu rechnen. Die Becken werden auf zwei Stunden Durchflußzeit berechnet. Die Größe des Faulraumes ist etwa 120 l/Kopf⁵⁾.

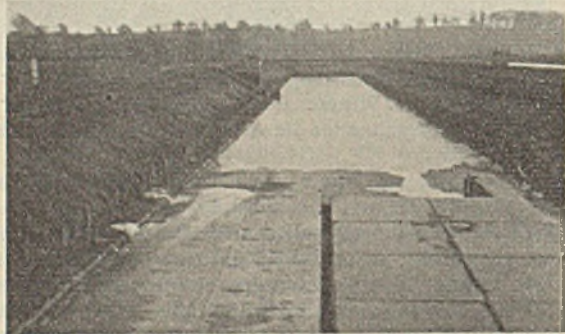


Abb. 6. Erdbecken als Schlammfau raum in Birmingham (Becken leer).

3. Auflandungsteiche sind Erdbecken, die vom Abwasser durchflossen werden. Der Schlamm bleibt da liegen, wo ihn das Abwasser absetzt. So wird der Teich allmählich aufgelandet, bis er voll ist. Die Sohle wird beim Bau mit einer Sickerung versehen, die während der Auflandung geschlossen gehalten und erst dann geöffnet wird, wenn die Auflandung beendet ist und der Schlamm dann gut durchtrocknen soll. Man macht die Teiche so groß, daß der Schlamm von vielen Jahren darin Platz hat. Daraus ergeben sich dann in den ersten Jahren der Betriebszeit Durchflußzeiten von mehreren Tagen.

Für rein häusliches Abwasser sind Auflandungsteiche nicht brauchbar, weil der Abfluß faulig wird und viel auftreibenden Schlamm enthält. Wenn aber gewerbliches Abwasser und gewerblicher Schlamm dabei ist, der

⁴⁾ Aus dem Gebiete des Ruhrverbandes sind in Brix, Imhoff u. Weldert, Die Stadtentwässerung in Deutschland, Jena 1934, Verlag Gustav Fischer, 18 Anlagen aufgezählt, die zusammen das Abwasser von 139 000 Einwohnern reinigen.

⁵⁾ Beispiele einfacher Absetzbecken sind die vom Wupperverband erbaute Anlage in Wuppertal (Mahr, Die Absetzanlage Wuppertal-Buchenhofen, Ges.-Ing. 1935, Heft 2) und die Anlage Zwickau der Muldenwasser genossenschaft sowie die in Fußnote 4 genannten 5 Anlagen des Ruhrverbandes. Erdfau Räume sind in Deutschland, England und Amerika in großer Zahl im Betriebe.

wenig Gase bildet und am Boden liegen bleibt, sind solche Teiche geeignet. In Grenzfällen kann man sich dadurch helfen, daß man zwei Teiche baut, die abwechselnd betrieben werden. Wenn im durchflossenen Teich das Schlamm treiben beginnt, wird er für einige Wochen ausgeschaltet, bis die Gasbildung wieder nachgelassen hat.

Auflandungsteiche können wegen ihrer großen Abmessungen leicht auf die Aufnahme des gesamten Regenwasserabflusses eingerichtet werden. Zu diesem Zwecke stattet man sie am Abflusse mit zwei in verschiedenen Höhen liegenden Überfällen aus. Der zwischen den beiden Wasserspiegeln liegende Raum wird dann bei Regenwetter als Rückhaltebecken benutzt,



Abb. 7. Erdbecken als zweistufige Schlammfau Räume in Reading.

und das zurückgehaltene Wasser fließt nach Ablauf des Regens gut geklärt langsam ab. Solche Anlagen sind zur Reinhaltung von Gewässern besonders dann wertvoll, wenn Wasserwerke gegen Abwasserstöße aus gewerblichen Anlagen geschützt werden sollen (Abb. 9 u. 10⁶⁾).

4. Erdbecken als durchflossene Fau Räume. Durchflossene Fau Räume sind als städtische Kläranlagen verlassen worden, weil ihr Abfluß Schwefelwasserstoff enthält und stinkt. Bei Behelfsanlagen sind die Anforderungen an die Geruchlosigkeit geringer. Außerdem tritt dieser Nachteil um so mehr zurück, je länger die Durchflußzeit ist, je weiter also der biologische Abbau durch Fäulnisbakterien vorgeschritten ist. Bei Erdbecken, die man auf unbeschränktem Gelände zwischen Dämmen oder in vorhandenen Senkungen herstellen kann, ist es möglich, mit geringem Aufwande große Fau Räume mit Durchflußzeiten von etwa 10 bis 14 Tagen einzurichten. Den von der Wasserfläche ausströmenden Geruch kann man dadurch mildern, daß man Vorbecken mit etwa eintägiger Durchflußzeit

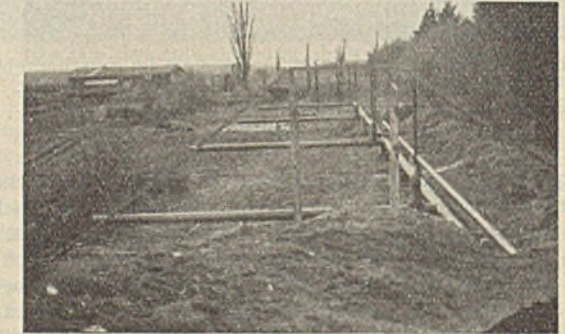


Abb. 8. Erddamm im Bau für den Schlammfau raum in Frankfurt a. M.

Die Holzlatten zeigen den künftigen Damm. Auf der Sohle liegen die Zuführungsrohre für den Schlamm.

baut, in denen durch Schwimmbalken der aufschwimmende Schlamm festgehalten wird, so daß er nach kurzer Zeit eine geruchlose und den Geruch des Wassers festhaltende Schwimmedecke bildet. Bei zehntägiger Faulzeit wird der Abfluß gut entschlummt, und schließlich werden die organischen Stoffe so weit abgebaut, daß sich ein Gleichgewicht zwischen dem weiteren Bedarf und den Zuführungsmöglichkeiten des Sauerstoffs aus der Wasserfläche oder aus reinem Verdünnungswasser einstellt.

Sehr groß bemessene durchflossene Fau Räume können also in ihrer Wirkung auch als biologische Reinigungsanlagen gewertet werden⁷⁾.

5. Abwasserteiche sollen — zum Unterschiede von den unter 4. besprochenen Fau Räumen — von Anfang an ihr Sauerstoffgleichgewicht aufrechterhalten und Fäulnis und Geruch unbedingt vermeiden. Sie sind

⁶⁾ 5 Anlagen im Ruhrgebiete mit Auflandungsteichen, die zusammen das Abwasser von 121 000 Einwohnern reinigen, sind angeführt in Brix, Imhoff, Weldert, Die Stadtentwässerung in Deutschland, Jena 1934, Verlag Gustav Fischer.

⁷⁾ Mahr, Eine natürliche Kläranlage. Die Städterreinigung 1934, Nr. 17 vom 15. September.

also im kleinen das, was Stauseen⁸⁾ im großen sind. Als Behelfsanlagen eignen sie sich zur biologischen Reinigung von Abwasser, wenn die nötigen Geländeflächen dafür vorhanden sind (Abb. 11 u. 12).

Damit die Teiche nicht unnötig durch Schlammfäulnis belastet werden, ist es nötig, daß man das zugeführte Abwasser in Absetzbecken vorreinigt. Diese werden zweckmäßig entweder als Sickerbecken nach Nr. 1 oder als

so groß macht, daß sie den Wasserabfluß aufnehmen können. Das in der ersten Stufe entschlammte Wasser wird dann in der zweiten Stufe oberflächlich filtriert. —

Alle sechs beschriebenen Bauarten haben sich seit vielen Jahren bewährt. Die ersten drei dienen zur mechanischen, die letzten drei auch zur biologischen Reinigung des Abwassers.

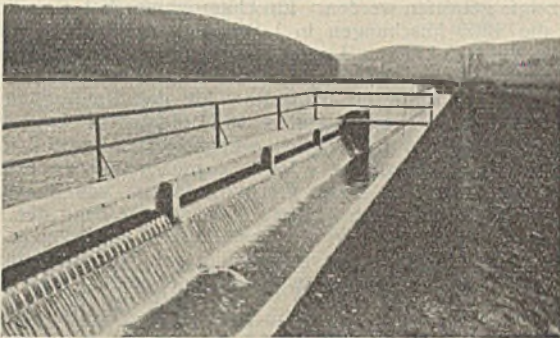


Abb. 9. Abfluß eines Auflandungsteiches an der Öse im Ruhrgebiet.

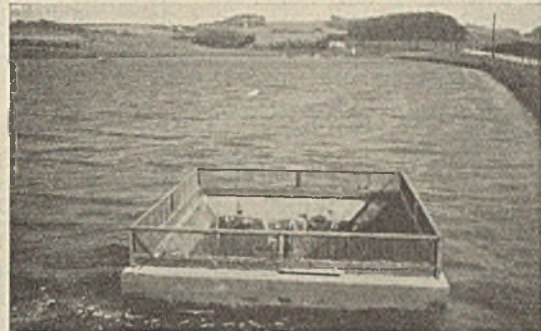


Abb. 11. Abwasserteich zur biologischen Reinigung in Velbert. Im Vordergrunde einer der Abflüsse.

befestigte flache Absetzbecken nach Nr. 2 der hier besprochenen Behelfsvorschläge ausgebildet. Bei genügender Abmessung können solche Teiche der Fischzucht nutzbar gemacht werden. Als Größe ist etwa 10 Tage Durchflußzeit bei Niederwasser erwünscht. Wenn Verdünnungswasser vorhanden ist, genügen kürzere Zeiten⁹⁾.

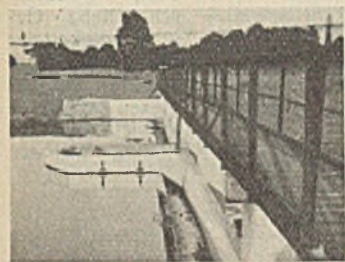


Abb. 10. Zwei Überfälle in verschiedenen Höhen am Auflandungsteich „Mansfeld“ bei Langendreer.

Der zwischen den beiden Wasserständen liegende Raum dient als Rückhaltebecken bei Sturzregen.

Sickerbecken sind für häusliches Abwasser zwar nicht geruchlos, aber ihre Wirkung ist gut, und man kommt mit geringen Abmessungen aus. Auflandungsteiche eignen sich nur, wenn das Abwasser viel gewerblichen Schlamm von geringer Faulfähigkeit enthält.

6. Rieselfelder können bei geeigneten Verhältnissen mit geringsten Kosten als Behelfsanlagen eingerichtet werden. Dabei werden zweckmäßig die landwirtschaftlichen Belange in den Vordergrund gestellt. Man beschränkt sich auf eine Belastung von 50 bis 100 Einwohner/ha. Am einfachsten lassen sich bei einigermaßen geneigtem Gelände Rieselwiesen mit offenen Zu- und Ableitungsgräben herstellen. Dabei kann sogar die Vorreinigung weggelassen werden. Die Wiesen können das Abwasser von 500 bis 1500 Einwohner/ha verarbeiten. Allerdings werden die Nähr-



Abb. 12. Abwasserteich des Wupperverbandes in Lennep während des Baues.

stoffe bei dieser hohen Belastung nur zum Teil ausgenutzt, und der Reinigungsgrad hält sich in mäßigen Grenzen; die Reinigung setzt im Winter ganz aus.

Bodenfilter einfachster Art erhält man in sandigem Boden dann, wenn man in zweistufigen Sickerbecken in der zweiten Stufe die Sickerrohre

⁸⁾ Imhoff, Die Stauseen im Ruhrtale. Wkr. u. Ww. 1931, Heft 8 vom 15. April.

⁹⁾ Ein Abwasserteich im Gebiete des Wupperverbandes ist beschrieben in Mahr, Eine natürliche Kläranlage. Die Städtereinigung 1934, Nr. 17 vom 15. September. Drei Abwasserteiche im Ruhrgebiet siehe Brix, Imhoff, Weldert, Die Stadtentwässerung in Deutschland. Jena 1934. Verlag Gustav Fischer.

Flache befestigte Absetzbecken mit Erdbecken als Schlamm-faulräume sind trotz der geringen Baukosten vollwertig.

Durchflossene Erdfaulräume sind bei reichlichen Abmessungen durchaus möglich, wenn sie auch nicht ganz geruchlos sind.

Abwasserteiche sind bei guter Vorreinigung vorzügliche biologische Reinigungsanlagen.

Rieselfelder und besonders Rieselwiesen sind als Behelfsanlagen wirtschaftlich, wenn die Kosten der Zuführung des Abwassers in erträglichen Grenzen bleiben. Sie müssen auf die landwirtschaftlichen Belange eingestellt werden, auch wenn dann der Reinigungsgrad — namentlich im Winter — schlechter wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftlicher Lagerplatzbetrieb beim Straßenbau.

Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen¹⁾.

Sowohl die technischen Anforderungen als auch der starke Wettbewerb zwingen heute den Unternehmer, auch alle Vorbereitungen zu einer größeren Bauausführung im einzelnen zu untersuchen, um aus den Ergebnissen die richtigen Schlußfolgerungen für sein Angebot zu ziehen. Dies gilt auch für den Baustofflagerplatz, und zwar sowohl nach Anlage als auch nach Einrichtung und Ausrüstung. Beim Beton- und Asphaltstraßenbau ist der Mischer die Schlüsseleinheit des gesamten Baustellenbetriebes. Die für diese Einheit im voraus bestimmte Leistung kann, abgesehen von verhältnismäßig kurzen Zeitspannen, weder überschritten, noch ohne Verluste vermindert werden, einerlei, wie auch Ausrüstung und Organisation einer Baustelle beschaffen sein mögen. Jeder Ausrüstungsgegenstand, jede Arbeitsgruppe muß auch auf dem Lagerplatze so bemessen werden, daß die durch den Mischer festgelegte Leistung dauernd ohne vermeidbare Zeitverluste ausgeführt werden kann.

Wesentlich ist, daß die Mindestleistung des Lagerplatzes wenigstens der vorgeschriebenen Mischerleistung entspricht und den Regelbedarf der Schlüsseleinheit ohne Unterbrechung dauernd befriedigt. Eine darüber hinausgehende Leistungsbemessung der Hilfsausrüstung bedeutet meist unnütze Kosten, es sei denn, daß ein angemessener

Leistungsüberschuß als Sicherheit, z. B. zum Ausgleich möglicher Mischerstörungen usw., dient. Solche Mehrleistungsfähigkeit von Ausrüstungsgegenständen soll jedoch im allgemeinen 10, in Ausnahmefällen 20% der Regelsolleistung nicht überschreiten, abgesehen von Zementvorratbehältern, die mindestens für einen vollen Tagesbedarf bemessen werden müssen.

Für einen wirtschaftlich befriedigenden Baustellenbetrieb wichtig ist auch die Wahl der Örtlichkeit des Lagerplatzes sowie dessen zweckmäßige Einrichtung und Ausrüstung. Grundsätzlich ist dabei zu beachten, daß von den zur Wahl stehenden Plätzen der gewählt wird, 1. der die Gewähr bietet, daß der vorausbestimmte Betrieb der Ladeeinheiten oder des Trockners zur vorschriftsmäßigen Versorgung des Mixers über die ganze Dauer des Baues in der erforderlichen Weise vor sich geht; 2. bei dem die geringsten Gesamtkosten entstehen, und 3. bei dem die geringsten Zeitverluste sowie die kleinsten Betriebsunkosten anderer Einheiten der Pflasteranlage verursacht werden.

Der ganze Lagerplatz muß eine Betriebseinheit darstellen und als solche betätigt werden. Wesentlich ist ferner eine tadellose, den dauernden Bedürfnissen der Pflasteranlage angepaßte Lade- und Förderausrüstung. Welch erheblichen Einfluß eine richtige Anlage und Ausrüstung des Rohstofflagerplatzes auf die für die Baustoffförderung durchschnittlich erforderliche Nutzzelt hat, zeigt folgende

¹⁾ Nach Eng. News-Rec. 1936 vom 16. Januar, S. 88 bis 91; Public Roads, Bd. 11, Nr. 12, S. 247 ff. und Bd. 13, Nr. 6, S. 102 ff.; Construction Methods 1935, Nr. 3 bis 9.

Zahlentafel.

	Größe der Lastkraftwagen			
	1	2	3	4
	Mischsätze			
a) Gute Einrichtung, guter Betrieb:				
Laden der Zuschläge sek	10	38	70	98
Laden des Zements sek	12	29	54	84
An- und Abfahren auf dem Platze . sek	48	65	87	62
Nutzzeit auf dem Lagerplatze . . . sek	70	132	211	244
b) Mangelhafte Einrichtung und nachlässige Betriebsführung:				
Laden der Zuschläge sek	33	91	163	196
Laden des Zements sek	51	89	118	148
An- und Abfahren auf dem Platze . sek	210	218	193	132
Nutzzeit sek	294	398	474	476

Die zum Teil sehr erheblichen Zeitunterschiede, die, soweit sie vermeidbar sind, echte Verluste für den Unternehmer bedeuten, sind leicht zu erklären. Jeder einzelne Arbeitsvorgang auf dem Lagerplatze erfordert Zeit. Um unnötige Zeitverluste zu vermeiden, muß der Lagerplatz so angelegt sein, daß der für die Fahrzeuge zur Aufnahme ihrer Ladung erforderliche Weg der kürzeste ist und dabei ein regelmäßiger, ununterbrochener Betrieb gewährleistet wird. Unregelmäßige Aufenthalte der Wagen auf dem Lagerplatze wirken sich sofort nachteilig bei der Mischleistung aus. Infolgedessen muß man auf die genaue Einhaltung der Lade- und Förderzeiten (Transportzeiten) sorgfältig achten, um Verzögerungen bei der Versorgung des Mixers zu vermeiden.

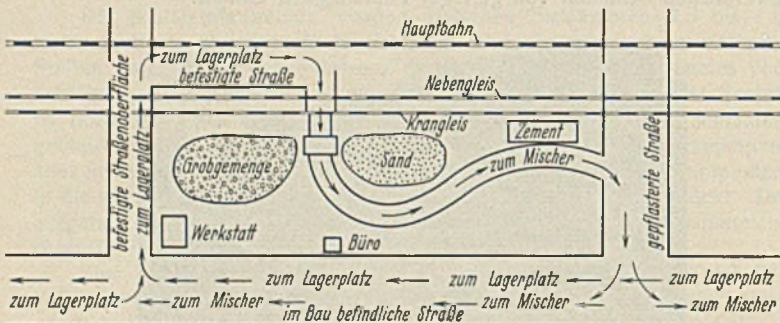


Abb. 1. Gutangelegter Baustofflagerplatz für Betonstraßenbauten.

Der Lagerplatz muß so eingerichtet sein, daß 1. jederzeit ein regelmäßiger, ununterbrochener Betrieb gewährleistet wird, 2. jede Ladeeinheit zur Aufnahme des Mischgutes an der Beschickungsanlage nur die äußerst notwendige Zeit zurückgehalten wird, und 3. kein einziger, regelmäßiger Aufenthalt auf dem Lagerplatze länger dauert als die Zeit des Mischerspiels, vervielfacht mit der Zahl der in einem Fahrzeug beförderten Mischsätze. Bei Nichtbeachtung dieser Richtlinien wird an Stelle des Mixers der Lagerplatz zur Schlüssel-

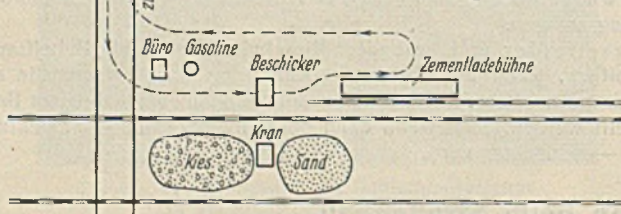


Abb. 2. Lagerplatzanordnung für eine Körnung Grobgemenge und Sackzement.

einheit der Baustelle! Wenn die örtlichen Verhältnisse ungünstig sein sollten, so läßt sich durch eine zweckmäßige, überlegte Einrichtung doch mancher Zeitverlust vermeiden. Vielfach findet man die Vorratbehälter so angeordnet, daß die Wagen zur Aufnahme ihrer Ladung wenden und dann an die Beschickungsanlage zurückstoßen müssen. Dies erhöht den

Zeitverbrauch und sollte deshalb vermieden werden. Der ideale Lagerplatz wäre der, bei dem die Fahrzeuge an einem Ende in weitem Bogen einfahren, geradeaus unter den Vorratsbehältern die Zuschläge, in nächster Nähe davon den Zement aufnehmen und dann, entweder in der Tangente oder einer flachen Kurve, wieder in den Hauptzufahrtweg ausfahren könnten. Abb. 1 und 2 zeigen einen Lagerplatz, der diesen Forderungen annähernd entspricht.

Die Entscheidung, ob eine Straßenbaustelle von 1 oder 2 Lagerplätzen aus versorgt werden soll, kann, wie das folgende Beispiel zeigt, getroffen werden. Ein Unternehmer hat eine 7 km lange Baustelle, die 1500 Mischungen in 1 Stunde erfordert. Das eine Ende der Baustelle liegt 0,5 km vom Lagerplatz I entfernt. Eine andere, gleich gut geeignete Stelle für einen Lagerplatz II liegt in einer Entfernung von 2,5 km vom anderen Ende der Baustelle. Für den Unternehmer wichtig ist die Feststellung, ob die Ersparnisse an Förderkosten so groß werden, daß sie die Verlegung des ursprünglichen Lagerplatzes I nach II von km 4,5 der Baustelle ab rechtfertigen. Nach augenscheinlicher Prüfung der Örtlichkeit, Ermittlung der neuen Frachtkostensätze von der Bahn nach dem neuen Lagerplatz, Lagerplatzmiete usw., ist der Gang der Rechnung etwa folgender: Die Verlegung des bestehenden Lagerplatzes I nach II erfordert zwei Arbeitstage. Die Entlohnung der Festbesoldeten beträgt täglich 65 RM. Hierzu kommen während der beiden Tage je 60 RM Sonderkosten für Beihilfen u. dgl. Dies gibt 250 RM unmittelbare Arbeitskosten. Unter angemessener Berücksichtigung der Bauunterbrechungsverluste infolge Abtragens der Lagerplatzeinrichtung und Wiederaufstellens der Zementladebühne, Füllrichter, Büro und Werkstatt entstehen weitere Kosten von 250 RM. Ausgaben für Baustoffverluste (Zuschläge und Zement), Säuberung des bisher benutzten Platzes, Beförderung von Brennstoff, Schmiermittel usw. betragen zusammen 300 RM. Die Gesamtkosten der Verlegung betragen demnach, abgesehen von dem Verluste zweier Arbeitstage, 800 RM. Die Zeitunveränderliche wurde zu

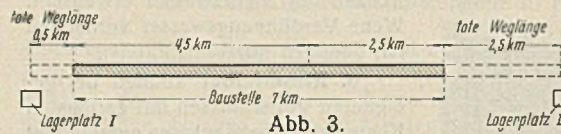


Abb. 3.

10,5, die durchschnittliche Geschwindigkeit der Wagen zu 20 km/h ermittelt. Gegen diesen Betrag von 800 RM muß nun

die Ersparnis der kürzeren Förderstrecke aufgerechnet werden. Mit der für diesen Zweck entwickelten Gleichung

$$K = \frac{C}{60N} \left[T + \frac{60}{S} (L_1 - L_2) \right] W$$

erhalten wir:

für Lagerplatz I

$$K = \frac{3}{60 \cdot 3} \left[10,5 + \frac{60}{20} (0,5 + 7,5) \right] 7 \cdot 1500 = 6037,50 \text{ RM,}$$

für Lagerplatz II

$$K = \left\{ \frac{3}{60 \cdot 3} \left[10,5 + \frac{60}{20} (0,5 + 5,0) \right] 4,5 \cdot 1500 \right\} + \left\{ \frac{3}{60 \cdot 3} \left[10,5 + \frac{60}{20} (2,5 + 5,0) \right] 2,5 \cdot 1500 \right\} = 5100 \text{ RM.}$$

Dies ergibt einen Unterschied von 937,50 RM, so daß sich für dieses Beispiel die Verlegung des Lagerplatzes wirtschaftlich noch rechtfertigen ließe.

In der Gleichung bedeuten:

K = Kosten der Förderung (Transport) für die Strecke $L_1 - L_2$;

C = stündliche Kosten, oder Rentewert der Wagen;

N = Zahl der mit einem Wagen beförderten Mischsätze oder, falls das Ladegewicht W in t gegeben ist, t;

T = durchschnittliche Zeitunveränderliche für eine Rundfahrt vom Lagerplatz zum Mischer und zurück, einschließlich aller notwendigen, regelmäßigen Aufenthalte in min;

S = tatsächliche, durchschnittliche Geschwindigkeit für die Rundfahrt in km/h, während der Wagen unterwegs ist;

L_1 = Förderstrecke in km zwischen Mischer und Einbaustelle;

L_2 = Gesamtförderstrecke in km von der Beschickungsanlage bis zum Ende der Baustrecke;

W = Gesamtzahl der für die Baustrecke notwendigen Mischungen oder Tonnen/km, wenn N in t für eine Ladung gegeben ist; bei veränderlichem Deckenquerschnitt muß die Berechnung für die einzelnen Stücke gleicher Breite gesondert durchgeführt werden.

Zur Erläuterung des durchgerechneten Beispiels möge Abb. 3 dienen. Mit geringer Änderung kann die angegebene Gleichung auch für die Vorausberechnung der Förderkosten für 1 Mischung/km, oder 1 t/km, oder die Gesamtkosten der Förderung 1 Mischung oder 1 t für irgend eine Entfernung L verwendet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Staubecken von Chambon an der Romanche, Dep. Iser, Frankreich.

Gén. Civ. 1936, Bd. CVIII, Nr. 1, vom 4. Januar, enthält einen bemerkenswerten Bericht über die nunmehr beendeten Bauarbeiten an der Talsperre von Chambon an der Romanche, die in der Nähe des Ortes Le Bourg d'Oisans bzw. eine Strecke stromaufwärts vor der Einmündung der Romanche in die Drac, einem Nebenfluß der Iser, liegt (Abb. 1). Das neue Bauwerk beeinflusst nur den Oberlauf des Flusses und verdankt seine Entstehung dem Zusammenschluß verschiedener Gesellschaften, die die weiter unterhalb gelegenen Kraftgewinnungsanlagen geschaffen haben, zu der „Société de Régularisation des Forces motrices de la Vallée de la Romanche“. Der Entwurf und die Ausführung haben in Anbetracht der Höhe der Staumauer (136 m) und der eigentümlichen geologischen Verhältnisse besondere Schwierigkeiten verursacht; auch ergaben sich aus der Notwendigkeit des Umlegens der Bergstraße von Grenoble nach Lautaret

und Briançon einschließlich der Bauten von Stützmauern und Brücken erhebliche Überschreitungen der ursprünglich vorgesehenen Baukosten.

Die Staumauer liegt zwischen Le Bourg d'Oisans und Grave etwa 1500 m stromaufwärts von dem Dorfe Freney. Auf dem rechten Ufer hat die Romanche den Ferrand und das Wasser des Olle, auf dem linken den Vénéon als Nebenflüsse. Das Gebiet hat alpinen Charakter mit starken Schmelzwassermengen im Frühling und geringeren im August/September sowie gelegentlichen stärkeren Abflüßmengen im November. Die Oberfläche des neuen Staubeckens ist 254 km², die Sohle des Flußbettes liegt auf + 952 m; mittlere Abflüßmenge im Februar (Mittel der Beobachtungen von 1917 bis 1922) ist 1,535 m³; die jährliche Abflüßmenge, im gleichen Zeitraum beobachtet, beträgt 280 Mill. m³; die Niederschlagsmenge beläuft sich auf 351 l/sek · km²; zur Zeit der Flutwelle im Mai/Juni ist die Ab-

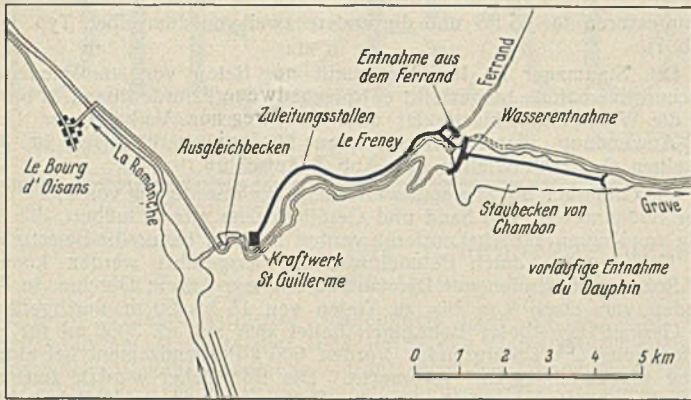


Abb. 1.

flußmenge 30 bis 40 m³/sek, während 1928 die außergewöhnliche Flutwelle zu etwa 80 m³/sek festgestellt wurde.

Die geologische Schichtung der an der Baustelle ziemlich gerade verlaufenden Talschlucht ist aus Abb. 2 ersichtlich.

Die Staumauer (Abb. 3) hat eine Kronenlänge von 289,9 m, eine Kronenbreite von 5 m, eine größte Sohlenbreite von 69,9 m, einen Mauerinhalt von 300 000 m³; sie wirkt als Schwergewichtsmauer. Dem höchsten Teile über der Tiefe des Tales schließt sich am rechten Ufer ein bogenförmiger Teil mit Krümmungshalbmessern von 140

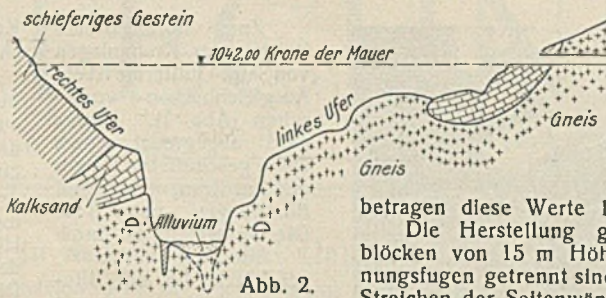


Abb. 2.

und 120 m an. Bei gefülltem Becken ist der Sohlen-
druck an der Berg-
seite 4 kg/cm²,
an der Talseite
15 kg/cm²; bei
leerem Becken
betragen diese Werte 17 bzw. 1,2 kg/cm².

Die Herstellung geschah in Mauer-
blöcken von 15 m Höhe, die durch Dehn-
ungsfugen getrennt sind. Diese sind durch
Streichen der Seitenwände der fertiggestell-
ten Blöcke mit Gudron erzeugt unter An-
wendung von Lederdichtungen, hinter denen talwärts Revisionschächte
von 80 cm Durchm. angeordnet sind. Außerdem sind in jedem Block
lotrechte und waagerechte Entwässerungsstollen vorgesehen, deren Ver-
lauf aus Abb. 4 ersichtlich ist.

Die alte Straße von Grenoble nach Briançon, die am unteren Teile
des linken Talhanges entlangführte, wurde weiter aufwärts verlegt und
durch einen Tunnel von 118 m Länge zum bogenförmigen Teile der Stau-
wand geführt. Die in beiden Talhängen vorgesehenen Umleitungsstollen
hatten einen Querschnitt von 20,16 m², sie verbinden die im Flußbett an
der Berg- bzw. Talseite eingebauten niedrigen Stauschwellen.

Die Talsperre von Chambon hat kein eigenes Krafthaus, sie dient
vielmehr zur Sicherstellung der Versorgung des Kraftwerks von Saint-
Guillerme. Das letztere wurde im Jahre 1930 fertiggestellt.
Die zugehörige Wasserentnahme geschah zunächst in der

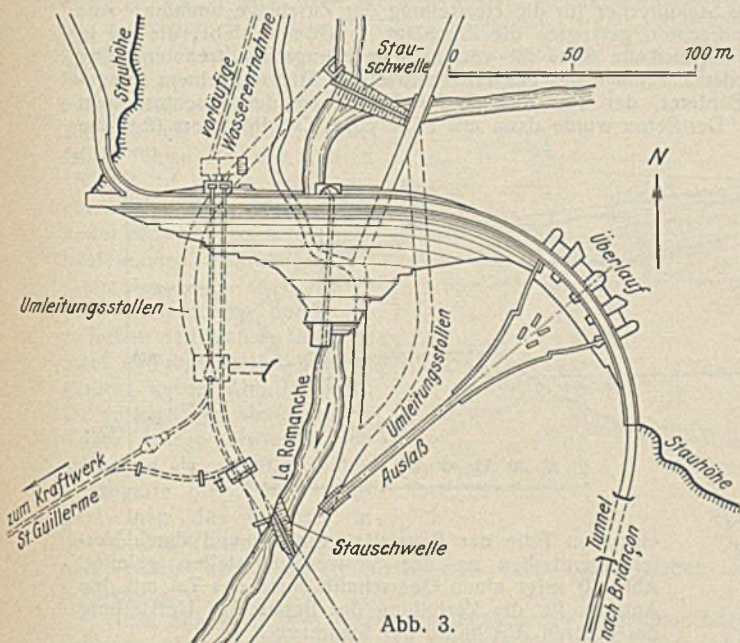


Abb. 3.

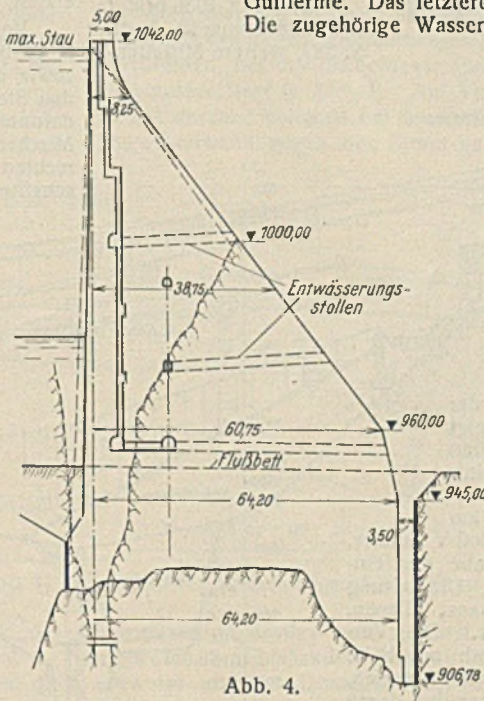


Abb. 4.

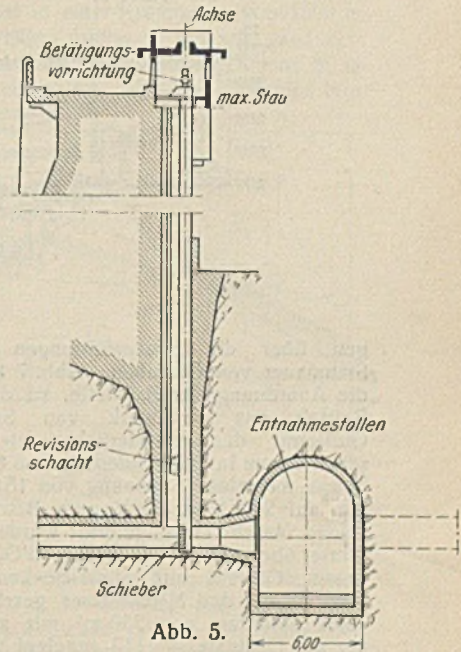


Abb. 5.

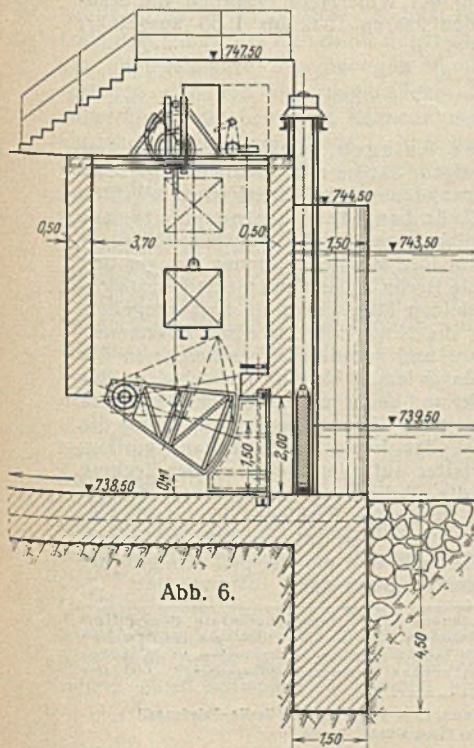


Abb. 6.

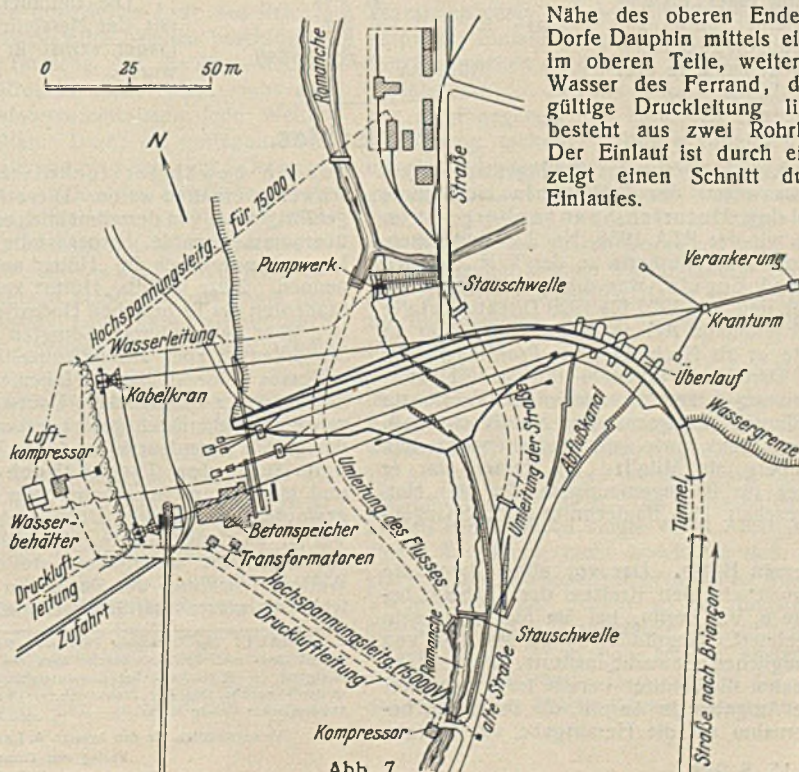


Abb. 7.

Nähe des oberen Endes des neuen Staubeckens am
Dorfe Dauphin mittels eines hölzernen Zuführungskanals,
im oberen Teile, weiter unterhalb nach Aufnahme der
Wasser des Ferrand, durch einen Stollen. Die end-
gültige Druckleitung liegt am rechten Flußufer und
besteht aus zwei Rohrleitungen von 1,60 m Durchm.
Der Einlauf ist durch einen Rechen geschützt. Abb. 5
zeigt einen Schnitt durch die Schieberkammer des
Einlaufes.

Beton bestehend aus:
 250 kg Zement auf 1 m³
 225 " " " "
 200 " " " "
 150 " " " "

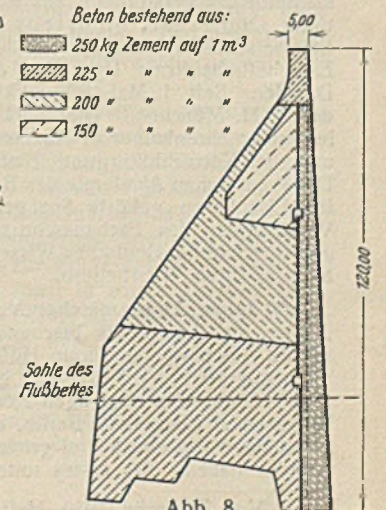


Abb. 8.

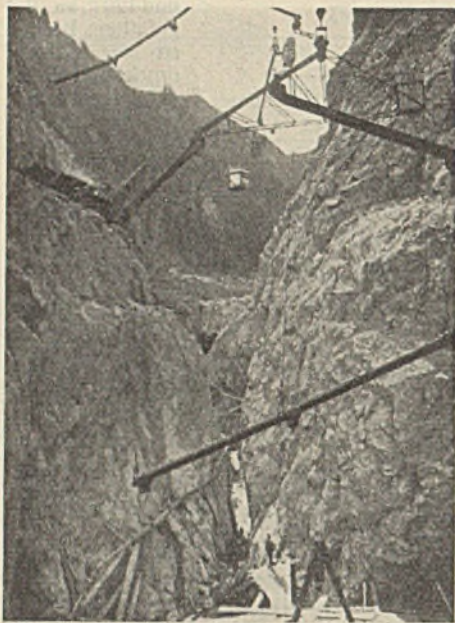


Abb. 9.

Zum störungsfreien Betrieb der Kraftanlagen von Saint-Guilherme ist ein Ausgleichbecken vorgesehen (Abb. 1). Dieses wird abgegrenzt durch einen geschütteten Dam mit 1 m Kronenbreite und Böschungen von 3:2. Die Wasserseite ist durch Eisenbetonplatten geschützt, die mit Bitumen verkleidet und mit einem Aluminiumanstrich versehen sind. Dieser Staudamm, der eine Länge von 133 m hat, grenzt ein Ausgleichbecken von 200 000 m³ ab. Ein einziges Wehr von 20 m Breite und 5,5 m Höhe regelt die ablaufenden Wassermengen. Ein Schnitt durch dieses Wehr ist in Abb. 6 wieder gegeben.

Gén. Civ. 1936 bringt in Nr. 2802 vom 25. April, S. 389, weitere Mitteilun-

Kompressoren für 65 PS und die andere zwei von demselben Typ hatte (Abb. 7).

Die Stauwand ist im Querschnitt aus Beton von verschiedenem Mischungsverhältnis hergestellt, entsprechend den Erfordernissen in bezug auf die Wasserundurchlässigkeit und die statischen Verhältnisse. Über die Anwendung dieser verschiedenen Mischungsverhältnisse in den einzelnen Querschnittsteilen gibt Abb. 8 Aufschluß.

Die Gründung der Stauwand erforderte die Beseitigung von 115 000 m³ loser Bodenmassen von Sand und Geröll in dem alten Flußbett, die mit Hilfe von Kranen zunächst entfernt werden mußten, bevor die Befestigung des Untergrundes durch Betoneinspritzung ausgeführt werden konnte. Die Bohrungen wurden mit Diamantbohrern von 4,8 cm Durchm. in Abständen von etwa 4 m bis zu Tiefen von 15 bis 50 m durchgeführt. Die Gesamtlänge dieser Bohrungen belief sich auf rd. 3000 m, für die Verfestigung des Untergrundes wurden 600 t Portlandzement bei einem Druck bis zu 40 kg/cm² verbraucht. Die Bohrlöcher wurden zunächst unter Druckwasser gestellt zwecks Prüfung der Durchlässigkeit des Felsens (Abb. 9).

Für die Heranschaffung der gesamten Zementmenge von 65 000 t war von der nächstliegenden Bahnstation, Bourg-d'Oisans, ein Kabelförderer von 10,5 km Länge und erheblicher Steigung vorgesehen. Bei der Förderung mußten die Zementmengen von Ord. + 714 bis auf Ord. + 1250 gehoben werden. Jeder Förderkorb, deren insgesamt 200 in Gebrauch waren, faßte fünf Sack zu 50 kg. Die Fördergeschwindigkeit betrug 2 m/sek, so daß eine Stundenleistung von 16 t bei einem Energieverbrauch von 110 PS erzielt wurde.

Von dem Fernförderkabel gelangte der Zement zu einer am Talhang in gestaffelter Anordnung vorgesehenen Mischanlage, die den Zementsilo sowie die Steinbrecher für die Herstellung der Zuschläge umfaßte. Aus den Steinbrechern gelangten die Zuschläge in Trommelsiebe, die sie in darunter angeordnete Silos für verschiedene Korngrößen trennten. Das Mischen der Zuschläge geschah unterhalb dieser Silos auf einem waagrechten Förderer, der die trockene Mischung nach den Mischtrommeln schaffte. Der Beton wurde dann mit Hilfe eines Kabelförderers über die

gen über die Bauausführungen der Stauwand von Chambon. Abb. 7 zeigt die Anordnung der Baustelle, zu deren Betrieb das Kraftwerk von Saint-Guilherme den erforderlichen elektrischen Strom in einer Zuleitung von 6 km Länge mit einer Spannung von 15 000 V lieferte, die auf 220 bzw. 380 V zum Betriebe der einzelnen Maschinen umgeformt wurde. Die Leitung führte über die Dörfer Freney d'Oisans, Mizoën, Besse, Clavans und Mont-de-Lans. Die Versorgung für das Mischwasser geschah mit Hilfe eines Behälters von 250 m³ mit zwei Abteilen, der auf Ordinate + 1113 angelegt war und durch eine Pumpstation stromaufwärts mit einer Leistung von 36 m³/h versorgt wurde. Ferner waren zur Lieferung der erforderlichen Bohrungen zwei Kompressorstationen vorgesehen, von denen eine drei

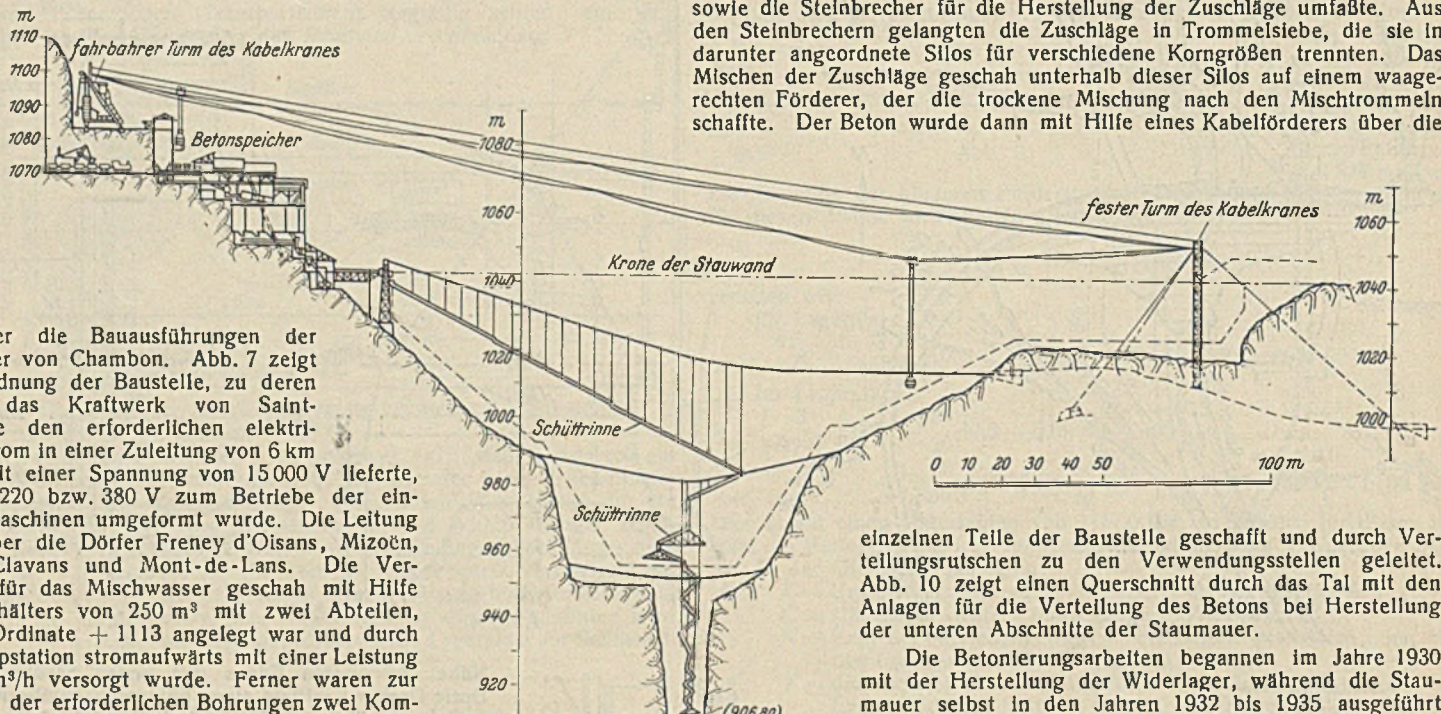


Abb. 10.

einzelnen Teile der Baustelle geschafft und durch Verteilungsrutschen zu den Verwendungsstellen geleitet. Abb. 10 zeigt einen Querschnitt durch das Tal mit den Anlagen für die Verteilung des Betons bei Herstellung der unteren Abschnitte der Stauwand.

Die Betonierungsarbeiten begannen im Jahre 1930 mit der Herstellung der Widerlager, während die Stauwand selbst in den Jahren 1932 bis 1935 ausgeführt wurde.

Vermischtes.

Professor H. Spangenberg †. Der Ordinarius für Ingenieurwissenschaften in der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule München, Prof. Dr.-Ing. chr. Dipl.-Ing. Heinrich Spangenberg, ist im 58. Lebensjahre gestorben. Wie wir der RTA 1936, Nr. 22, entnehmen, stammte der Verstorbene aus Pirna i. S., studierte an der T. H. Dresden unter Otto Mohr, Mehrtens und Engels, war dann im Sächsischen Staatsbahnndienste beschäftigt und von 1907 bis 1920 Direktor bei der Eisenbetonbaufirma Dyckerhoff & Widmann AG in Karlsruhe, später in Dresden. Seit 1. Mai 1920 wirkte er als Nachfolger von Prof. Hager an der T. H. München. Die T. H. Darmstadt ernannte ihn zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Konstruktion und Einführung weitgespannter Massivbrücken¹⁾. Der Preußischen Akademie des Bauwesens sowie dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton gehörte Spangenberg als Mitglied an, ferner war er Vorsitzender des Fachausschusses für Bauingenieurwesen in der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft. Die „Bautechnik“ zählte Spangenberg zu ihren Mitarbeitern.

90 Jahre Akademischer Verein Hütte. Der vor allem durch die „Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch“ in den Kreisen der Technik bekannte Akademische Verein Hütte e. V., Berlin, hat im Mai d. J. sein neunzigjähriges Bestehen gefeiert. Gegründet am 16. Mai 1846 von Studierenden des damaligen Königlichen Gewerbe-Instituts, der jetzigen Technischen Hochschule Berlin, nahm die „Hütte“ bereits im ersten Jahrzehnt ihres Bestehens drei große Aufgaben in Angriff, die ihren Ruf begründet haben. Als erstes unternahm sie die Herausgabe von Zeich-

nungen bewährter technischer Anlagen, die damals sonst nur schwer zu erhalten waren. Diese Aufgabe hat sie mit großem Erfolg durchgeführt, bis sie von den allmählich entstandenen technischen Fachzeitschriften übernommen wurde. Ferner ist die Gründung des Vereines deutscher Ingenieure durch die „Hütte“ auf ihrem zehnten Stiftungsfeste (1856) zu nennen. Zwar hat die „Hütte“ selbst ihre Mitglieder immer nur aus den Studenten der Technischen Hochschule Berlin ergänzt und niemals beabsichtigt, über den dadurch bedingten kleinen Mitgliederkreis hinauszugehen. Sie erkannte aber schon frühzeitig die Notwendigkeit eines Zusammenschlusses aller deutschen Ingenieure und gründete daher bereits in der Zeit stärkster Zerrissenheit Deutschlands einen Verein, der sich über das ganze deutsche Reichsgebiet erstreckt und heute mit rd. 36 000 Mitgliedern der größte Ingenieurverband der Welt ist. Die dritte Tat war (1857) die Schaffung des Taschenbuches, das heute in 26. Auflage vorliegt und längst zum unentbehrlichen Helfer auf allen Gebieten der Technik geworden ist. Dieses Buch und die übrigen es ergänzenden Hüttenwerke, an denen heute zahlreiche namhafte Fachleute des deutschen Sprachgebietes mitarbeiten, stellen einen wesentlichen Beitrag für die Weiterentwicklung der deutschen Technik und ein Beispiel erfolgreicher technisch-wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit dar.

INHALT: Der Dammbau Festland — Nordstrand. — Die Druckluftgründung eines Pfeilers der Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Delme in Taplau. — Behälteranlagen zur Abwasserreinigung. — Wirtschaftlicher Lagerplatzbetrieb beim Siraßenbau. — Staubecken von Chambon an der Romanche, Dep. Iser, Frankreich. — Vermischtes: Professor H. Spangenberg †. — 90 Jahre Akademischer Verein Hütte.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 15, S. 239.