

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 8. Januar 1937

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1936.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

Wie auf vielen anderen Gebieten war im Jahre 1936 auch an den deutschen Wasserstraßen die Bautätigkeit außerordentlich lebhaft, so daß namhafte Fortschritte in der Verbesserung und im Ausbau unserer Wasserwege erzielt werden konnten. Neben den erforderlichen Mitteln für Unterhaltung

und Betrieb der Binnen- und Seewasserstraßen wurden durch den Haushaltplan 1936 für größere Bauvorhaben und für sonstige einmalige Ausgaben 125 429 350 RM bereitgestellt gegenüber 108 502 650 RM für 1935. Mit diesen Mitteln wurden in den einzelnen Bezirken an wichtigsten Arbeiten folgende ausgeführt:

A. Seewasserstraßen.

1. Ausbau des Seediensstbahnstahnhofs in Pillau.

Die bisher in Pillau vorhandenen Verkehrseinrichtungen für den Übergang der Reisenden von den Schiffen des „Seediens Ostpreußen“ zur Reichsbahn und umgekehrt waren völlig unzureichend geworden. Es ergab sich die Notwendigkeit, durch zweckmäßige Vergrößerung und Aufteilung der Vorplätze, Erweiterung der Gleisanlagen des Seebahnstahnhofs und Errichtung eines Empfangsgebäudes den wechselseitigen Verkehrsstrom so zu leiten, daß innerhalb der fahrplanmäßigen Liegezeiten von zum Teil nur 45 min die Schiffe und Eisenbahnzüge reibungslos abgefertigt werden können.

Das Empfangsgebäude des Seediensstbahnstahnhofs erstreckt sich als Eisenbetonskelettfachbau mit Bimszementsteinausmauerung und ostpreußischem Pfannendach auf eine Länge von rd. 84 m parallel zur verlegten Irbenstraße (Abb. 1 u. 2). Den Mittelpunkt bildet die Durchgangshalle im Zuge des Zugangsweges auf dem Vorplatz mit zwei Reichsbahn-Fahrkartenschaltern und den Sperren zum Bahnsteig. In dem daran anschließenden nördlichen Langbau sind die Wechselstube mit Schaltern zur Durchgangshalle und dem Vorplatz, Diensträume der Reichsbahn, Gepäckabfertigung, Reichspost, ein Aufenthaltsraum für Jugendliche, Verkaufsstände, Aborte und die Zollabfertigung untergebracht. Vor allen Räumen befindet sich ein 3,50 m breiter und rd. 50 m langer, zum Seedienskanal offener Wandelgang zum Aufenthalt der Reisenden bei schlechtem Wetter. Im südlichen Anbau befindet sich der Warteraum mit Wirtschaftsküche und Aborten, der Seediens-Fahrkartenverkauf mit zwei Schaltern zum Vorplatz und der Landesfremdenverkehrsverband mit einem Auskunftschalter zur Durchgangshalle. Im Dachgeschoß ist über dem südlichen Flügel die Wohnung des Bahnhofswirtes und über der Durchgangshalle sind vier Fremdenzimmer vorgesehen.

Die mit dem Seediens beförderten Kraftwagen dürfen keinen Betriebsstoff mit an Bord nehmen. Zum Entleeren und Füllen der Wagen war daher eine überdachte Großtankstelle mit sechs Zapfstellen einzurichten.

2. Uferschutzarbeiten an der Ostseeküste.

An der Westküste der Insel Hiddensee wurden die Buhnenbauten, mit denen im Jahre 1935 begonnen wurde, fortgesetzt, um einen Durchbruch der schmalen Insel zu verhindern und um die südwärts in die

Gellen-Fahrinne treibenden Sande vorher zur Bildung eines Strandes nutzbringend festzuhalten.

Die Uferschutzarbeiten zur Sicherung des Buger Halses an der Nordwestküste Rügens sind beendet. Hier sind in den Jahren 1934 bis 1936 insgesamt 41 Buhnen hergestellt worden, von denen die ersten 31 in den Jahren 1934 und 35 als einreihige hölzerne Pfahlbuhnen gebaut wurden, während im Jahre 1936 Buhnen aus einreihigen Stahlspundwänden hergestellt wurden.

An der Buhnenanlage auf der Insel Usedom, von Zempin bis Kölpinsee, sind durch Nordstürme im Oktober 1935 erhebliche Schäden eingetreten. Auch ist ein Landabbruch, stellenweise bis zu 1 m beobachtet worden. Die Ursachen liegen in der Hauptsache an der zu geringen Länge der Buhnen. Aber auch andere Fehlanordnungen, wie verschiedene Richtungen und Längen sowie zu großer Abstand der Buhnen untereinander, wirken hierbei mit.

An der gefährdetsten Küstenstelle vor dem Hotel „Seeblick“ nördlich von Koserow werden fünf Buhnen mit insgesamt rd. 470 lfdm verlängert. Versuchsweise sind eiserne Spundbohlen, Buhnenprofil Klöckner und Larssen, für die Verlängerung der vorhandenen Buhnen verwendet. Die Streichlinie wird i. M. bis zur 1,80-m-Tiefenlinie vorgestreckt.

Die Oberkante der Buhnen wird auf 0,50 m über GW gelegt. Eine Ausnahme von dieser Höhenlage ist für zwei Buhnen vorgesehen. Diese beiden vorhandenen Buhnen haben wegen eines Fischerlandeplatzes einen Abstand von 160 m voneinander, der im Verhältnis zu der Länge der Buhnen zu groß ist. Um diese Entfernung zu verringern, erhalten die Buhnen nach einer geradlinigen Verlängerung von rd. 90 bzw. 50 m einen Knick in einem Winkel von 45°, so daß am Ende der Buhnen ein Abstand von 80 m erzielt wird (Abb. 3). Die Teile seewärts des Knicks werden auf 1,00 m über GW gelegt und auf 5,0 m Länge in dem geraden Buhnentelle bis auf rd. 0,50 m über

GW abgetrept. Dadurch wird erreicht, daß sich die Gewalt der auflaufenden Wellen bricht und daß sich trotz der großen Buhnenabstände ein besserer Schutz des hier besonders gefährdeten Ufers ergibt. Den Fischern bleibt gleichzeitig auf einer genügend langen Strandstrecke die Gelegenheit zum gefahrlosen Landen ihrer Boote erhalten.

3. Verlängerung der Ostmole der Dievenowmündung.

Die Ostmole der Dievenow ist um rd. 204 m kürzer als die Westmole. Bei stürmischen Winden aus nordöstlicher Richtung steht deshalb in der Mündung und an der Innenseite der Westmole eine verhältnismäßig hohe Dünung. Einlaufende Fahrzeuge kommen bei Winden aus nordöstlicher Richtung erst in ruhiges Wasser, wenn sie den Schutz der Ostmole erreicht haben. Sie müssen daher eine rd. 204 m lange Strecke in unmittelbarer Nähe der Westmole ungeschützt gegen die aus nordöstlicher Richtung auflaufende Dünung entlangfahren. Dabei können sie in die Gefahr kommen, auf die Mole geworfen zu werden. Durch Verlängerung der

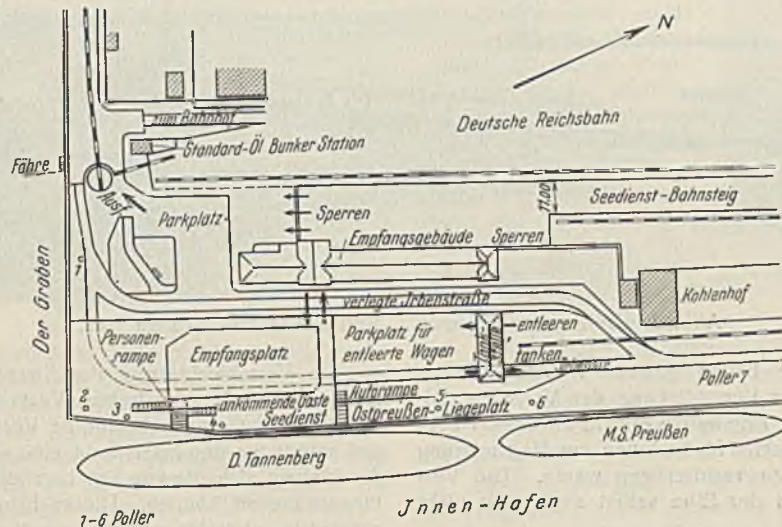


Abb. 1. Seediensstbahnstahnhof Pillau, Lageplan.

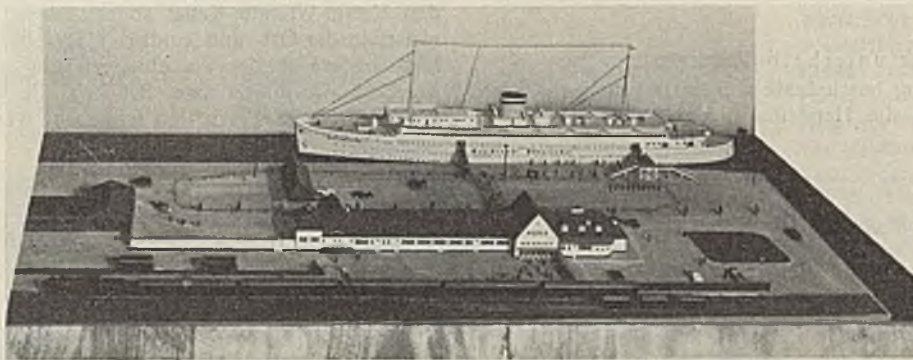


Abb. 2. Seediensstbahnstahnhof Pillau, Modell.

Ostmole um 204 m auf die gleiche Höhe der Westmole soll ein gefahrloser Einlaufen der Fahrzeuge erreicht werden.

Die Mole (Abb. 4) besteht aus senkrechten, gegenseitig verankerten, hölzernen 8 und 9 m hohen Pfahlreihen, die im Abstände von 3 m stehen und die mit Faschinen und Steinblöcken ausgefüllt sind. Ihre Oberkante liegt rd. 1,00 m über GW. Für 1936 ist eine Verlängerung der Ostmole um 110 m, für 1937 eine weitere um 94 m vorgesehen.

4. Die Elbe unterhalb Hamburg.

Über die beiden großen Fahrwasserregulierungen am Osteriff und am Pagensand ist nichts Wesentliches mehr zu berichten. Der Ausbau kann hinsichtlich des erstrebten Zieles der Streckung und Erhaltung eines ausreichend breiten Fahrwassers von wenigstens 10 m Tiefe unter MNW als erreicht gelten. Die Restarbeiten erstrecken sich auf Nacharbeiten an den Bauwerken und Baggerungen zur weiteren Verbesserung der Wasserführung. Die in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin eingeleiteten Versuche zur Untersuchung der Elbestrecke von Freiburg bis zur Oste sind bezüglich der Schlickfallfrage für die Vorhäfen der Brunsbüttelkooger Schleusen abgeschlossen. Sie haben gewisse Zusammenhänge zwischen der Elberegulierung und der Verschlickung der Vorhäfen aufgezeigt und lehrreiche wissenschaftliche Ergebnisse erzielt, andererseits aber erwiesen, daß an sich mögliche technische Maßnahmen zur Verringerung des Schlickfalles wirtschaftlich nicht zu rechtfertigen wären. Die Versuche über die Strömungsvorgänge in der Elbe selbst sind noch nicht abgeschlossen.

Nachzutragen bleibt, daß im Zusammenhang mit dem Ausbau bei Pagensand die dabei gewonnenen großen Baggermengen auf dem Pagensand unter erheblicher Vergrößerung der Insel sturmflutfrei aufgespült werden. Die Spülfelder werden planmäßig kultiviert und zum Teil auch, und zwar mit gutem Erfolg aufgeforstet. Sie werden später in noch zu findender Form landwirtschaftlicher Nutzung und etwaiger Besiedlung zugeführt werden.

Die Uferausbauten an der Lühe und Este sind fortgesetzt, auch an der Schwinge ist durch ähnliche Arbeiten der Stromzustand verbessert worden. Die Vorarbeiten zur Verbesserung der wasserwirtschaftlichen und Hochwasserhältnisse in den rechten Nebenflüssen der Unterelbe sind noch im Gange.

5. Die Weser unterhalb Bremen.

Die Tätigkeit der Verwaltung beschränkte sich im abgelaufenen Jahre auf Unterhaltungsarbeiten und die Herstellung von Folgeeinrichtungen zur Beseitigung nachteiliger Wirkungen des Unterweserausbau, besonders Deicherhöhungen.

In Bremerhaven wurde eine eingestürzte Kalmauer vor dem Tonnenhof durch einen Neubau ersetzt.

6. Das Emsgebiet unterhalb Papenburg.

In der Ems selbst sind nur Unterhaltungsarbeiten ausgeführt worden. Der dabei gewonnene Baggerboden wurde zum größten Teil wiederum in den vom Strom abgetrennten Raum zwischen Leit- und Sperrwerk an der Knock eingespült. Auf die dort als mittelbarer Erfolg der Stromregulierung in Aussicht stehende große Landgewinnung wurde bereits im Jahresbericht für 1935 hingewiesen¹⁾. In erster Linie geschieht diese jedoch durch natürliche Ablagerung der von der Ems bei Flut mitgeführten Sinkstoffe, Sand und Schlack. Bisher sind auf diese Weise etwa 11 Mill. m³ Boden durch die Strombauwerke festgehalten worden, die sonst zum

größten Teil in das Fahrwasser eingetrieben wären, nunmehr aber der Landgewinnung zugute kommen.

An der Leda wurde mit dem Ausbau der Ufer begonnen. Die Veranlassung hierfür war die gleiche, wie sie seinerzeit an der Este und Lühe gegeben war. In erster Linie handelt es sich um die Beseitigung der durch die motorisierte Schifffahrt entstandenen Uferschäden und die Vorbeugung weiterer Schäden. Hinzu kommt noch an der Leda der Zusammenhang des Uferausbaues mit den großzügigen Arbeiten der preußischen landwirtschaftlichen Verwaltung zur sturmflutfreien Bedeckung des ganzen Gebietes an der Leda und der Jümme. Die festzulegenden Ufer bilden gleichzeitig den Uferfuß für die neuen Deiche. Wie an den genannten Nebenflüssen

der Unterelbe beteiligen sich auch hier die Anlieger mit 10% an den auf 1 300 000 RM veranschlagten Ausbaukosten und zahlen weitere 2% dieser Kosten als Ablösung der ihnen obliegenden, später im ganzen Umfang vom Reiche zu übernehmenden Uferunterhaltung an das Reich.

7. Die Insel Borkum.

Unter der Wirkung des bisherigen Ausbaues des Buhnsystems nimmt die Versandung des Strandgates regelmäßig zu und verhindert damit eine weitere Verschlechterung der Strand- und Inselverhältnisse. Die mit dem Ausbau erstrebte Verbesserung kann jedoch erst erwartet werden, wenn eine vollständige Versandung des Strandgates eingetreten und damit für den Inselstrand eine sichere Grundlage geschaffen ist, über die hinweg sich die von See herandrängenden Sandmassen auf den Strand hinaufschieben können. Dieser Erfolg kann nach den bisherigen Beobachtungen erwartet werden, wenn er auch vielleicht nicht sehr schnell eintreten wird. Zur Beschleunigung ist für das Jahr 1937 eine Ergänzung der bisherigen Arbeiten zum Ausbau und zur Verlängerung des Buhnsystems nach See zu in Aussicht genommen.

Die Sturmfluten im Oktober 1936 haben so schwere Beschädigungen des Dünschutzwerkes mit sich gebracht, daß etwa 100 m nach demselben Gesichtspunkten umgebaut werden müssen, wie es zum Teil schon aus gleichem Anlaß 1935 geschehen mußte.

8. Verbindungskanal zwischen der Eider und dem Kaiser-Wilhelm-Kanal im Gieselautal.

Die Untereider war bisher durch eine Schleuse in Rendsburg gegen den Kaiser-Wilhelm-Kanal abgeschlossen. Sie vermittelte den Verkehr zwischen der Ost- und Nordsee einerseits und den Eiderhäfen andererseits, insbesondere in der Verkehrsbeziehung von und nach der Elbe. Über die Schleuse führen zwei Brücken, die wegen erhöhter Ansprüche des Landstraßenverkehrs hätten umgebaut werden müssen. Andererseits hätte die preußische landwirtschaftliche Wasserbauverwaltung im Zusammenhang mit der von ihr durchgeführten Abdämmung der Eider die Eiderstrecke unterhalb Rendsburg in Anpassung an die veränderten Wasserstandsverhältnisse ausbauen und vertiefen müssen. Hierfür wären Preußen 650 000 RM Kosten entstanden. Der Brückenumbau hätte zusammen mit den bei dieser Gelegenheit nötigen Erneuerungs- und Umbau-

arbeiten an der Rendsburger Schleuse weitere 460 000 RM erfordert. An Stelle dieser Maßnahmen ist der Verbindungskanal zwischen der Eider und dem Kaiser-Wilhelm-Kanal etwa 25 km unterhalb Rendsburg gebaut worden. Er verkürzt den Weg von den Elbe- zu den Eiderhäfen um rd. 50 km. Er bietet weiter die Möglichkeit zur Beseitigung der Rendsburger Schleuse, an deren Stelle eine neue Kammerschleuse in dem neuen Verbindungskanal tritt. Damit erhält die Stadt Rendsburg größere Freiheit hinsichtlich ihrer städtebaulichen Planung. Weiterhin wird der Reichsstraßenverwaltung freie Hand verschafft, über den als Schifffahrtsstraße auf-



Abb. 3. Buhnenbau Koserow. Buhnen 34 und 34a im Bau.



Abb. 4. Verlängerung der Ostmole Dievenow. Bauvorgang bei 78 m Länge.

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 2, S. 22.

zugebenden Teil der Eider zwischen dem neuen Verbindungskanal und Rendsburg eine Umgehungsstraße um Rendsburg herum zu bauen, durch die die bisher sehr ungünstigen Straßenverhältnisse für den Durchgangsverkehr durch die Stadt auf der Reichsstraße Neumünster—Flensburg wesentlich verbessert werden können. Schließlich wird durch die Aufhebung der Rendsburger Schleuse der Reichsbahn die Möglichkeit verschafft, die Drehbrücke über den Rendsburger Schleusenkanal zum Ober-eiderhafen im Zuge der Hauptstrecke Neumünster—Flensburg zu be-

seitigen und durch einen festen Bahndamm zu ersetzen. Der Bau ist im wesentlichen fertiggestellt. Die Baukosten sind auf 1 713 000 RM veranschlagt. Hier von übernimmt Preußen die bei der Eiderabdämmung ersparten 650 000 RM und die Reichsbahn in Ansehung des ihr erwachsenden Vorteils 120 000 RM.

9. Leuchtfeuerwesen.

Vollendete Um- und Neubauten. Im Jahre 1936 wurde eine Reihe bereits 1935 in Angriff genommener Arbeiten vollendet. So wurden folgende Feuer auf elektrischen Betrieb umgestellt: im Ostseegebiet die Küstenfeuer Brüsterort, Leba, Scholpin, Stolpmünde, die die nordwestliche Stralsunder Durchfahrt be-



Abb. 5. Leit- und Oberfeuer Helgoland-Düne (ehemals Ostbake).

zeichnenden Richtfeuer Bock und Vierendehl sowie das Quermarkenfeuer Gellen, das Küstenfeuer Darßerort und das Richtfeuer Travemünde; im Nordseegebiet die auf der Insel Sylt gelegenen Leuchtfeuer List-Ost und List-West, das Hauptfeuer und das Quermarkenfeuer Rotekliff, ferner das Hauptfeuer Amrum, das Westbakenfeuer Helgoland-Düne, die Feuer an der Störmündung, das Leuchtfeuer auf dem östlichen Leitdamm von Norddeich und die Dovetlef- und Schluchter-Richtfeuer auf Norderney.

Soweit es sich hierbei um größere Feuer handelt, sind sie auf Grund der bisherigen günstigen Erfahrungen an anderen Feuern und bei nicht zu großen Leitungslängen an das Überlandnetz angeschlossen worden; als Ersatzstromquelle bei Ausfall der Stromversorgung aus dem Überlandnetz haben sie eine selbsttätig anlaufende dieselektrische Maschinenanlage erhalten, so daß eine ständige Wartung entbehrlich ist. Wichtige entlegene Feuer, bei denen ein Anschluß an das Überlandnetz wegen der hohen Kosten nicht in Frage kam, sind mit eigener Stromerzeugungsanlage ausgerüstet worden, derart, daß auch hier eine Wartung sich erübrigt: Besonders leistungsfähige Dieselmotoren in Doppelanordnung, selbsttätige Umschaltung von dem einen Maschinensatz auf den anderen im Falle von Störungen sowie Alarmeinrichtungen sorgen für die Wahrung der Betriebsicherheit und lassen es zu, daß der Wärter während der Betriebszeit schläft. Durch die Umstellung ist eine wesentliche Erhöhung der Lichtstärken und eine größere Wirtschaftlichkeit im Betriebe erzielt.

Dem Wunsche der Schifffahrt, die veralteten, leicht irreführenden Mischfeuerkennungen durch eindeutige, den Grundsätzen für die Bezeichnung der

deutschen Küsten“ entsprechende Kennungen zu ersetzen, konnte durch Umänderung der Leuchten bei den Hauptsteuerungsfeuern Brüsterort, Darßerort, Warnemünde, Rotekliff und Borkum-Seefeuer entsprochen werden. Das aus dem Ortsnetz gespeiste Leuchtfeuer Warnemünde hat bei dieser Gelegenheit zur Erhöhung der Betriebsicherheit eine sich selbsttätig einschaltende dieselektrische Ersatzstromanlage erhalten.

Im Ostseegebiet sind ferner an der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde drei abgängige Uferfeuer erneuert und die zu den Feuern Großer und Kleiner Mellin und dem Westmolenfeuer Swinemünde führenden Freileitungen durch betriebssicherere Kabel ersetzt worden. Die Befuerung der Einfahrt in die Kieler Förde hat durch den Umbau des Leuchtfeuers Friedrichsort, das in einem größeren Laternen-aufbau eine neue optisch wirksamere Gürtelleuchte mit einer starken elektrischen Lichtquelle in Walzenform erhalten hat, eine wesentliche Verstärkung erfahren. Der Leitsektor des verhältnismäßig niedrig gelegenen Feuers zeigt zur besseren Unterscheidung von den Lichtern der Stadt Kiel statt des bisherigen festen Lichtes jetzt alle 6 sek wiederkehrende kurze Verdunkelungen.

Im Nordseegebiet ist der infolge der fortschreitenden Abbrüche der Helgoländer Düne notwendig gewordene, 1935 in Angriff genommene Neubau der Ostbake Helgoland-Düne fertiggestellt. Das Bauwerk hat einen massiven, bis auf den Kreidefels reichenden Betonunterbau erhalten, auf dem sich ein zylindrischer, gußelerner Turm aufbaut (Abb. 5). Das Feuer wird von dem Elektrizitätswerk der Insel Helgoland über ein Seekabel mit Strom versorgt. Der ebenfalls 1935 begonnene Neubau der Leuchtbake Otterndorf, an Stelle einer am Rande des Elbfahrwassers belegenen abhängigen hölzernen Bake wurde beendet. Der in Eisenbeton ausgeführte Turm (Abb. 6) ruht auf einem strompfellerartigen Unterbau, dessen Unterwasserteil aus einer in Stahlspundwände eingeschlossenen Betonschüttung besteht. Das Leuchtfeuer Hörnum auf Sylt wurde zur Ersparung von Wartungskosten von elektrischem Bogenlicht auf elektrisches Glühlucht umgestellt. Als Lichtquelle findet in der beibehaltenen Scheinwerferlinse von 250 mm Brennweite eine Sonderlampe von 2000 W Verwendung, deren verhältnismäßig große Glühkörperbreite von 73 mm die bisher zur Verlängerung der Blitzdauer und damit zur Erhöhung der physiologischen Lichtwirkung notwendigen Streuerprismen entbehrlich macht.

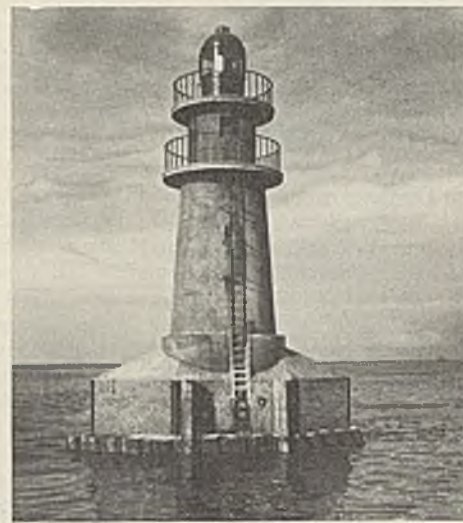


Abb. 6. Leuchtbake Otterndorf.

Die nachstehende Gegenüberstellung zeigt die Betriebslichtstärken der wichtigeren Feuer vor und nach dem Umbau.



Abb. 8. Luftnebelsignal Staberhuk auf Fehmarn. Maschinenhaus mit Senderturm.

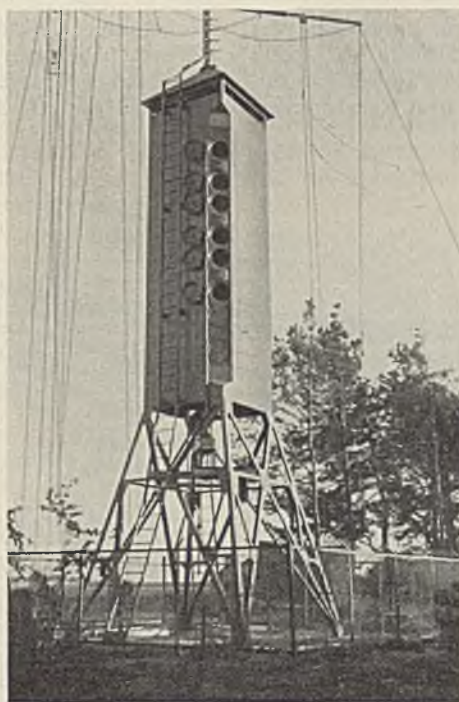


Abb. 7. Luftschallsender Brüsterort.



Abb. 9. Luftnebelsignal Helgoland-Süd (Senderturm).

| Lfd. Nr. des Lfv. 1936 | Name des Feuers | Betriebslichtstärke | |
|--|---------------------------------------|------------------------|-------------------|
| | | vor dem Umbau HK | nach dem Umbau HK |
| I | 67 Brüsterort | 90 000 | 410 000 |
| | 328 Scholpin | 20 000 | 137 000 |
| | 681 Gellen | 6 000 | 12 000 |
| | 684 Bock (Oberfeuer) | 980 | 4 700 |
| | 685 Bock (Unterfeuer) | 560 | 3 000 |
| | 690 Vierendehl (Oberfeuer) | 8 000 | 25 000 |
| | 691 Vierendehl (Unterfeuer) | 5 500 | 14 000 |
| | 712 Darßerort | 52 000 | 280 000 |
| | 945 Friedrichsort | 7 800 | 75 000 |
| | IIIA | 602 List-Ost | 650 |
| 606 List-West | | 1 500 | 14 000 |
| 611 Rotekliff (Querfeuer) | | 2 500 | 25 000 |
| 612 Rotekliff (Hauptfeuer) | | 105 000 | 125 000 |
| 621 Hörnum | | 650 000 | 750 000 |
| 628 Amrum | | 100 000 | 750 000 |
| 855 Otterndorf | | 150 | 1 000 |
| 2007 Helgoland Düne (Ostbake) | | 650 | 9 800 |
| 2008 Helgoland Düne (Westbake) | | 600 | 3 000 |
| 2320 Dovetief (Oberfeuer) | | 800 | 1 500 |
| 2321 Dovetief (Unterfeuer) | | 800 | 1 500 |
| 2326 Schluchter (Oberfeuer) | | 800 | 1 500 |
| 2327 Schluchter (Unterfeuer) | | 800 | 1 500 |

In Angriff genommene Um- und Neubauten. Neben diesen bereits fertiggestellten Arbeiten ist im Ostseegebiet die Umstellung der Feuer Rügenwalde, Kolberg und der Kaisertor- und Haffmolenfeuer an der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde auf elektrischen Betrieb in Angriff genommen worden, ferner konnten die im Zuge der Befuerung der östlichen Stralsunder Gewässer in Ausführung begriffenen Arbeiten so weit gefördert werden, daß die Inbetriebnahme der Richtfeuer Falkenhagen, Maltzien, Grabow, Devln, Andershof und Drigge und des Leitfeuers Devln bevorsteht. Mit der Fortsetzung dieser Befuerung durch Schaffung eines weiteren Richtfeuers bei Andershof und zweier Leitfeuer auf der neuen Brücke über den Strelasund im Zuge des Rügendamms, sowie durch Befuerung der infolge Überquerung des Strelasundes mit einer festen Brücke notwendig gewordenen neuen Schiffahrtstraße durch den Stralsunder Hafen mit zwei Richtfeuern, ein Torrichtfeuer, vier Begrenzungsfeuern und vier Brückenfeuern wurde begonnen. Weiterhin ist die Umstellung des Hauptsteuerungsfeuers Travemünde von elektrischem Bogenlicht auf elektrisches Glühlicht und der Anschluß der Richtfeuer Postbrücke und des Quermarkenfeuers Kaiserbrücke daselbst an das

Hauptsteuerungsfeuer Travemünde, sowie die Umstellung des Leuchtfuers Heiligenhafen in Holstein auf elektrischen Betrieb in Ausführung begriffen. Das der Ansteuerung nach Neustadt in Holstein dienende baufällige Leuchfeuer Peizerhaken wird zur Zeit erneuert. Im Nordseegebiet werden die Feuer Norddorf, Wittdüne und Steenodde auf Amrum an das Hauptfeuer Amrum angeschlossen und auf elektrischen Betrieb umgestellt. Im Elbegebiet wird eine neue Richtfeueranlage zur Bezeichnung des Fahrwassers unterhalb von Glückstadt errichtet und das elektrische Flammenbogenfeuer Cuxhaven auf elektrisches Glühlicht umgestellt. Im Emsgebiet werden die Leitfeuer Borkum und Kampen durch Um- und Ausbau der Leuchte verstärkt.

10. Nebelsignalanlagen.

In Verfolg der in Paris und Stockholm (1933) getroffenen zwischenstaatlichen Vereinbarungen über Sendestärken, Wellen- und Tonhöhenfrequenzen der Funkfeuer sind Meßgeräte zur Prüfung und Überwachung der ausgestrahlten Antennenleistung entwickelt und die Grundlagen für eine Verbesserung der Funkfeuersender geschaffen worden, die die Beschränkung etwaiger unvermeidlicher Abweichungen von den vereinbarten Werten auf ein Mindestmaß zur Vermeidung gegenseitiger Störungen zum Ziele haben.

Die veralteten, ortsfesten, mit Preßluft betriebenen Luft-Nebelsignalanlagen Brüsterort, Arkona und Dornbusch sind auf elektrische Membran-Gruppensender neuester Bauart umgestellt worden, deren Arbeitsweise nicht nur eine weitgehende Zusammenfassung der Schalleistung im erforderlichen Strahlungsbereich, sondern auch eine wirksame Abschattung nach Land zu ermöglicht. Hierzu kommen als neu errichtete Anlagen gleicher Art: Staberhuk, Helgoland-Nord und Helgoland-Süd.

Die Hauptangaben für diese Anlagen (Abb. 7 bis 9) sind folgende:

| Lfd. Nr. des Lfv. 1936 | Name des Luft-Nebelsignals | Tonhöhe Hz | Senderart | Strahlungsleistung kW | Strahlungsbereich in Grad |
|------------------------|----------------------------|------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| I | 67 Brüsterort | 200 | 3fach-Gruppe | $\eta \cdot 53$ *) | 270° |
| | 672 Arkona | 200 | 4 " " | $\eta \cdot 110$ | 230° |
| | 676 Dornbusch | 300 | 4 " " | $\eta \cdot 63$ | 180° |
| | 871 Staberhuk | 500 | 4 " " | $\eta \cdot 15$ | 270° |
| III A | 2000 a Helgoland-Nord | 200 | 4 " " | $\eta \cdot 94$ | 270° |
| | 2000 b Helgoland-Süd | 500 | 4 " " | $\eta \cdot 15$ | 270° |

*) η = akustischer Wirkungsgrad, zu 0,4 anzunehmen.

(Fortsetzung folgt.)

Schwierige Erdarbeiten beim Bau der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals am Rienbach bei Senden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Schiller, Münster i. Westf., und Regierungsbauassessor Jürgen Albrecht, Verden (Aller), früher Senden.

Die zur Zeit im Gange befindlichen Arbeiten zur Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals, der für den Verkehr von Schiffen mit 1500 t Tragfähigkeit eingerichtet wird, machten es an einzelnen Stellen erforderlich, das bestehende Kanalbett ganz zu verlassen und neue Kanalstrecken,

Bei einer der kürzesten dieser Fahrten, der am Rienbach bei Senden i. Westf., haben sich bei Durchführung der Erdarbeiten nicht unerhebliche Schwierigkeiten ergeben, die eine Darstellung der besonderen Verhältnisse und der getroffenen Maßnahmen angezeigt erscheinen lassen.

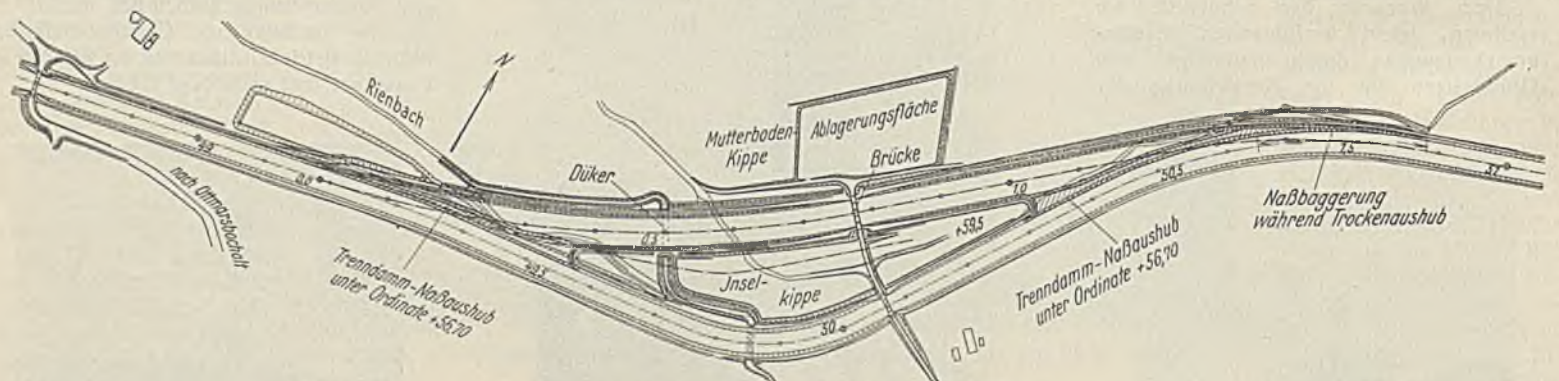


Abb. 1. Lageplan der 2. Fahrt am Rienbach.

sog. 2. Fahrten, herzustellen. Dies geschieht überall dort, wo untragbar scharfe Krümmungen ausgeschaltet werden müssen oder die Bauwerke im vorhandenen Kanal nur unter allergrößten Schwierigkeiten und mit unverhältnismäßig hohen Kosten erweiterungsfähig sind. Insgesamt werden in der südlichen Kanalstrecke, die zunächst im Ausbau begriffen ist, also zwischen Dortmund und der Abzweigung des Mittellandkanals bei Bevergern, sieben solcher 2. Fahrten hergestellt, deren Ausdehnung zwischen 1,5 und rd. 11 km Länge schwankt.

I. Entwurf.

Der Entwurf der Fahrt bietet keine Umstände, die besondere Aufmerksamkeit beanspruchen könnten. Der Rienbach war mittels eines dreiteiligen Rohrdükers von 8,588 m² Gesamtquerschnitt zu dükern, ein Landweg durch einfache Wegebrücke zu überführen.

Durch die 2. Fahrt wird die alte, unübersichtliche starke S-Krümmung durch einen sehr schlanken S-Bogen ersetzt (vgl. Abb. 1, Lageplan). Der Krümmungshalbmesser der Ausmündung beträgt 1500 m, der der Ein-

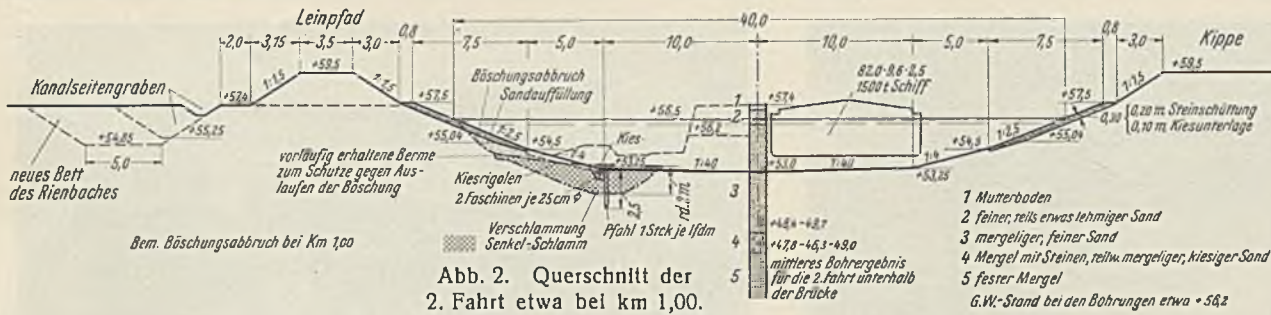


Abb. 2. Querschnitt der 2. Fahrt etwa bei km 1,00.

ausgeübtem Druck, überhaupt bei jeder mechanischen Berührung, neigt der Senkel jedoch sehr zum Aufquellen und zur Schlammabildung, und zwar im verstärkten Maße bei Zutritt von ungefaßtem Grundwasser. Tritt man mit dem Fuß wiederholt auf dieselbe Stelle, so verwandelt sich der

mündung 1000 m. Diese Gegenkrümmungen sind durch eine 0,5 km lange Zwischengerade verbunden.

Der Kanalquerschnitt (Abb. 2) ist zweiseifig für 1500-t-Schliffe mit 3,5 m größter Tiefe ausgebildet. Der Spiegel ist 40 m, die schwach geneigte Sohle 20 m breit.

Die Kanalsohle schneidet im Durchschnitt etwa 4,4 m in das ziemlich ebene Gelände ein. Der Wasserspiegel des Kanals liegt im günstigen Verhältnis zum Grundwasserstande, so daß irgendwelche Verwässerungs- oder Trockenschäden nicht zu erwarten sind.

II. Boden- und Grundwasserverhältnisse.

Die Bodenschichtung, die durch etwa 23 Bohrlöcher erschlossen wurde, ist im allgemeinen so, daß sich unter der Mutterbodendecke und einer 1 bis 1,5 m dicken Sandschicht eine 6 bis 9 m mächtige Schicht von teils mergeligem, teils tonigem, sehr feinem Sand, sog. Senkel, vorfindet, der fast bis auf den in der Tiefe überall vorhandenen festen

Senkel nach kurzer Zeit in etwa 50 cm Umkreis zu Schlamm, und das im Senkel enthaltene Wasser tritt zutage. Die Wasserdurchlässigkeit des Senkels ist, wie ebenfalls durch Versuche festgestellt wurde, verschwindend klein (was dann von Bedeutung ist, wenn der Kanalwasserspiegel höher als der Grundwasserspiegel liegt), ebenso ist die Bewegung des Grundwassers in ihm nur sehr langsam; infolge der Kleinheit der Körner haftet das Grund- bzw. Porenwasser sehr fest an diesen und ist daher nur schwer zu entziehen. Es leuchtet ein, daß eine Grundwassersenkung unter diesen Verhältnissen nicht anwendbar ist.

In einem solchen Boden war der Kanal etwa 3 m tief einzuschneiden; es war von vornherein klar, daß hier mit äußerster Sorgfalt vorgegangen werden mußte. Vom Bau des alten Kanals her war bekannt, daß dessen für den Senkelboden freilich viel zu steile Böschungen nur mittels Faschinenpackwerk hergestellt werden konnten.

III. Ausführung.

Nachdem die Rienbachverlegung und die Kunstbauten im wesentlichen fertiggestellt waren, setzten die eigentlichen Erdarbeiten mit dem Abdecken des Mutter- und Waldbodens am Nordende der 2. Fahrt ein. Gleichzeitig begann ein kleineres Greifergerät mit dem Aushub von etwa 1,5 bis 2 m tiefen und etwa 4 bis 5 m breiten Schlitzen längs der zukünftigen, beiderseitigen Kanalböschungen, um mit der Entwässerung des Bodens möglichst frühzeitig zu beginnen (s. Abb. 4). Der hierbei gewonnene Boden wurde, soweit geeignet, unmittelbar in die Leinpfadämme eingebaut. Zwischen Düker und Einmündung bildete das neue Rienbachbett mit Vorflut zum alten Rienbach bereits eine sehr wirksame Entwässerung; es empfahl sich daher, den linksseitigen Seitengraben sofort auszuheben und danach vor allem das Gebiet zwischen Düker und etwa km 1,0 wenigstens teilweise zu entwässern. Obwohl der Seitengraben nur wenig in den Senkel einschneidet, zeigten sich bei seiner Herstellung schon Schwierigkeiten, die in der Hauptsache auf mangelhafte Vorflut (Hochwasser des Rienbaches) und Verelsung des Grabenwassers zurückzuführen waren (s. Abb. 5). Der Schlammboden mußte streckenweise vollständig ausgeräumt und durch Baustellenand ersetzt werden. Die Böschungen wurden durch 1- bis 3fache Faschinenanlagen gesichert, durch die das Grundwasser sickern konnte, ohne wesentliche Teile des stark quellenden Bodens abzusapfen (s. Abb. 6). An besonders ungünstigen Stellen wurden zur unschädlichen Fassung des Grundwassers einige Dränrohre durch die Rasensoden gesteckt. Der zwar unter Aufwand einiger Mittel hergestellte Graben hat zur Entwässerung des Baufeldes erheblich beigetragen, wenn auch nur auf den Strecken, wo er genügend tief in das Gelände einschneidet, nämlich zwischen Düker und Brücke.

Sobald die beiderseitigen Entwässerungsschlitze in genügender Länge hergestellt waren, setzte der aus Gründen der Arbeitsbeschaffung ausdrücklich geforderte Handschacht im Baufelde nördlich der Brücke ein,

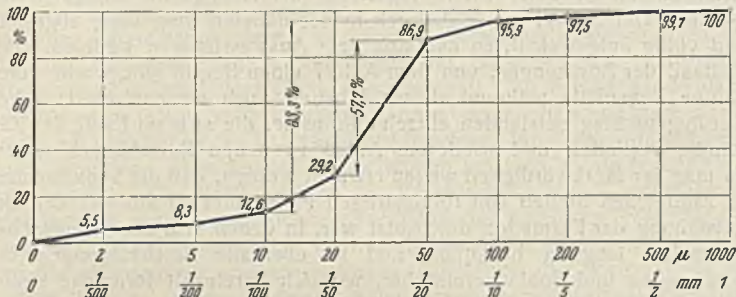


Abb. 3. Verteilung der Korngrößen für den Senkel.

Mergel (Mergelstein) hinabreicht. Den Übergang zwischen beiden Schichten bilden mergelige, kiesige Sande, Mergel mit Steinen und ähnlichen Bodenarten, teilweise auch kiesige, feine Sande. Zwischen km 0,600 und der Wegebrücke war die Senkelschicht etwa 1 m über der zukünftigen Kanalsole vielfach und unregelmäßig von kiesigen, wasserführenden Sandadern wechselnder Korngröße unterbrochen. Der Grundwasserstand, der während des Bohrens angetroffen wurde, lag 0,75 bis 1,50 m unter dem Gelände.

Der Senkelboden, zur Bodengattung Löß gehörig, und in der Münsterschen Bucht (dem Münsterland) weit verbreitet, besteht überwiegend (84,5%) aus außerordentlich feinem Quarzsand; der Rest sind mergelige Beimengungen u. a. Böden ähnlicher Art dürften in manchen Gegenden angetroffen werden, wenn auch jeweils unter einer anderen, landesüblichen Bezeichnung. Die mechanische Analyse ergab nach einer Untersuchung der Chemischen Abteilung der Preußischen Geologischen Landesanstalt in Berlin im Mittel etwa folgende Werte:

| Korngröße in mm | 1—1/2 | 1/2—1/5 | 1/5—1/10 | 1/10—1/20 | 1/20—1/50 | 1/50—1/100 |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|------------|
| In % | 0,3 | 2,2 | 1,6 | 9,0 | 57,7 | 16,6 |
| Korngröße in mm | 1/100—1/200 | 1/200—1/500 | unter 1/500 | Summe | | |
| In % | 4,3 | 2,8 | 5,5 | 100 | | |

Danach liegen rd. 58% aller Korngrößen zwischen 1/20 und 1/50 und rd. 83% zwischen 1/10 und 1/100 mm (vgl. Abb. 3). Praktisch handelt es sich also kaum noch um Feinsand, sondern um Staubsand; im getrockneten und zerriebenen Zustande gleicht der Boden völlig mehlarartigem Staub von hellbrauner bis grauer Farbe. Der gewachsene Boden enthält nach dem Ergebnis von Baustellenversuchen 20 bis 25% Wasser, das Raumgewicht ist rd. 2,02 t/m³. Durch Ermittlung des Hohlraumgehalts aus dem spezifischen Gewicht der Körner und dem Raumgewicht des getrockneten Bodens wurde festgestellt, daß der nicht hoch erscheinende Wassergehalt zur Sättigung vollständig ausreicht. Bereits bei den Probebohrungen zeigte sich die leichte Auflöslichkeit des Senkels. Nach Freilegung des Bodens beim Aushub steht der gewachsene Boden zunächst fast lotrecht an und ist durchaus fest und befahrbar. Bei wiederholt

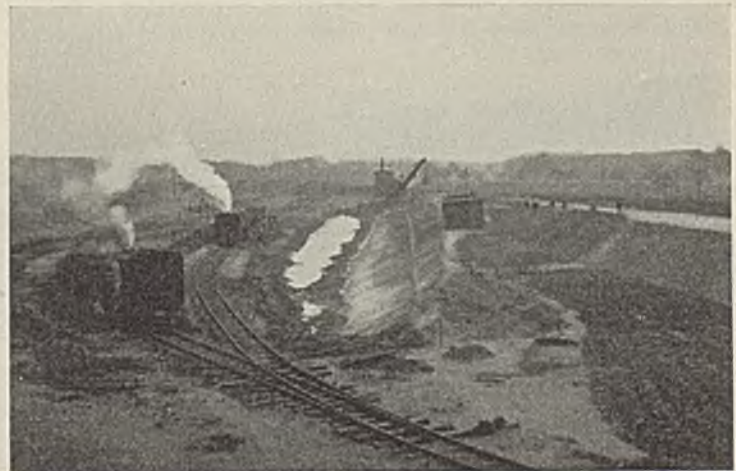


Abb. 4. Blick von der Brücke ins nördliche Baufeld. Links: Handschacht; rechts: Entwässerungsschlitz und Inselkippe.



Abb. 5. Verschlammung der Sohle des linksseitigen Kanalseitengrabens.



Abb. 6. Ausbau des linksseitigen Kanalseitengrabens.

etwa bis zur Höhe NN + 55,50 (Abb. 4). Der Pumpensumpf für den in Angriff genommenen Bauabschnitt wurde bei km 1,1 ausgebaggert und mit Faschinen bzw. Holzkasten befestigt. Der Zustrom des Grundwassers, das sich vor allem in der Sandschicht über dem Senkel vorfand, war nur mäßig, so daß eine verhältnismäßig schwache Pumpe genügte, das Wasser zu halten. Um den Wasserstand allmählich zu senken, wurde der Boden im Handschacht in gleichmäßigen Lagen abgetragen, nachdem vorher genügend Quergräben zur Entwässerung angelegt worden waren, die dann abschnittsweise vertieft wurden. Der gewonnene Boden wurde in 2- und 4-m³-Kippwagen geladen und durch Dampfloks auf die sogenannte Inselkippe (vgl. Abb. 1) befördert. Diese, wie auch die links der neuen Fahrt gelegene andere Kippe, war für den Erdarbeitenbetrieb sehr günstig gelegen.

Um den Aushub des unter der genannten Ordinate gelegenen Kanalquerschnitts vorzunehmen, versuchte die ausführende Firma nach entsprechender Vertiefung des Pumpensumpfes den an der linken Kanalseite vorhandenen Entwässerungsschlitz im Baggerbetrieb zu vertiefen und hierbei sofort das endgültige Profil zu erreichen. Der Baggerschlitz, dessen rechter Schnitt nur noch etwa 5 m von der Kanalachse entfernt war, sollte den übrigen Boden entwässern, damit der Handschacht hier fortgesetzt werden konnte. Dieses Verfahren, das versuchsweise auf etwa 200 m Länge oberhalb des Pumpensumpfes durchgeführt wurde, erwies sich indessen in dem Senkelboden als völlig ungeeignet. Denn hier zeigten sich die vermuteten Eigentümlichkeiten dieser Bodenart in voller Deutlichkeit. Der plötzlichen Vertiefung vermochte die nur sehr langsam vor sich gehende Grundwasserentziehung nicht zu folgen, so daß das Greifergewerk unter dem Grundwasserspiegel arbeiten mußte. Die Folge war, daß sich der durch den Greiferkorb gelockerte und durch den Betrieb des Baggers ständig erschütterte Senkelboden im Baggerschacht mit dem Arbeitsfortschritt zu Schlamm verwandelte, die Böschungen also unter dem Überdruck des Grundwassers und Bodens ihre Standfestigkeit verloren und mehr oder weniger stark ausflossen. Es waren also mehrere Vorgänge, die hier zusammentrafen: Die von der Seite und von unten beginnende Verschlammung, das Abschlammern zahlreicher Senkelteilchen

durch seitlich zudrückendes Grundwasser und das Abrutschen noch festen Senkelbodens auf dem Schlamm u. a. Man kann daher der Entstehung nach nicht von Rutschungen im üblichen Sinne sprechen. Die Böschungsabbrüche setzten bereits bei Ordinate NN + 55,00 ein, teilweise sogar noch höher, z. B. dann, wenn die den Senkel überlagernde Sandschicht stark von Kiesadern durchsetzt war und infolgedessen das darin enthaltene Grundwasser an einer Stelle regelrecht als Hangquelle zutage treten konnte. Der Senkel wurde dadurch in der näheren Umgebung abgespült und völlig aufgeweicht, so daß sich tiefe Auswaschungen bildeten. Der Zustand der Böschungen, von dem Abb. 7 einen Begriff gibt, wurde durch heftige Regenfälle während dieser Arbeiten noch verschlechtert; durch den Regenschlag entstanden einzelne Rinnale, die sich im Laufe der Zeit ständig vertieften und wiederum Anlaß zu neuen Rutschungen waren. Es mag der Merkwürdigkeit wegen erwähnt werden, daß die Senkelschicht an zahlreichen Stellen von röhrenartigen Pflanzenresten aus der Zeit der Entstehung der Formation durchsetzt war, in denen sich das Grundwasser sammelte, langsam hochquoll und so ebenfalls Beschädigungen der Böschungen und Sohle verursachte, wo sich vereinzelt förmliche Krater bildeten. Der abgerutschte Boden bedeckte das ausgehobene Profil und verschlammte hier zusammen mit dem Senkel, der unterhalb des Profils anstand, vollständig, und zwar bis zu einer Tiefe von durchschnittlich 1 m unter Sollprofil, in der Nachbarschaft des Pumpensumpfes sogar fast 2 m tief (vgl. Abb. 2 u. 7). Vielfach traten in der Schlammschicht Quellen auf, deren Wasser fortgesetzt Senkelteilchen abschlämpte.

Aus Abb. 2 ist die Grenze der Verschlammung an dieser Stelle zu ersehen. Unterhalb der Grenzschicht war der Senkel völlig fest und unverändert. Der Senkelschlamm „schwamm“ förmlich über dieser Zone.

Die Schlammabildung hatte sich im Laufe der Zeit vergrößert, insbesondere in der Tiefenrichtung. Das von unten nach oben dringende Wasser vergrößerte den Wassergehalt zuerst der oberen Schichten, so daß der Verband der Senkelteilchen untereinander gelockert wurde. Da aber das Wasser dem Senkel, zumal dem verschlammten, so schwer entzogen werden kann, mußte sich die Schlammabildung naturgemäß ständig in die Tiefe fortsetzen.

Abb. 7. Rutschungen der Böschung bei km 1,1.
In der Mitte die Entwässerungspumpe.Abb. 8.
Handschacht bis NN + 54,50 mit leichtem Gerät.



Abb. 9. Der tiefe Entwässerungsschlitz.

Die ordnungsmäßige Aufrechterhaltung des Vorflutgrabens in dem völlig verschlammten Bagger Schlitz war unter diesen Umständen trotz Verwendung von Faschinen außerordentlich mühevoll.

Es muß besonders betont werden, daß die geschilderten Mißstände sich nicht sofort zeigten, sondern sich erst nach und nach einstellten. Der anfängliche Mißerfolg hat vollends gelehrt, wie in dem Senkelboden zu verfahren war.

Vor allem mußte grundsätzlich vermieden werden, irgendwie unterhalb des Grundwasserspiegels zu baggern, besonders ausgeschlossen war das bei der gewählten großen Breite des Bagger Schlitzes und seiner Tiefe von 2 m unter dem Grundwasserspiegel. Der Schlitz wurde daher nur bis etwa NN + 54,25 möglichst schmal ausgehoben und nach Kanalmitte zu verschoben, so daß längs der Böschung für etwaige Rutschungen noch genügend gewachsener Boden stehen gelassen wurde (vgl. Abb. 2, Querschnitt). Der Vorflutgraben im Bagger Schlitz wurde nunmehr im Handbetrieb sauber ausgestochen, sorgfältig mit Faschinen gesichert und ständig durch eine besondere kleine Arbeitskolonne offen gehalten; denn auf die einwandfreie, ununterbrochene Abführung des Wassers war der größte Wert zu legen. Hiernach traten keine nennenswerten Böschungsabbrüche mehr ein. Im Bereich des zuerst angelegten tiefen Entwässerungsschlitzes war es, wie Abb. 8 zeigt, möglich, den Boden neben dem Schlitz bis NN + 54,50 im Handschacht auszuheben, obwohl der durch das tiefe Baggern im Grundwasser entstandene Schlamm- und Wasserspiegel nur etwa 0,5 m tiefer lag. Der Boden neben dem Schlitz, der allerdings durch zahlreiche Quergräben ständig entwässert wurde, zeigte keinerlei Neigung zum Verschlammen und war durchaus stichfest. Aber auch im Bereich des bei den späteren Arbeiten hergestellten flacheren Entwässerungsschlitzes wurde im Handschacht fast die gleiche Ordinate erreicht. Auf diese Weise wurde der Querschnitt zwischen Brücke und dem genannten Pumpensumpf bis NN + 54,50 abschnittsweise im Handschacht ausgehoben. Auf die Dauer zeigte sich, daß sich der freie Grundwasserspiegel, wie er sich im Schürfloch einstellt, zu beiden Seiten des Schlitzes in genügendem Maße, wenn auch sehr langsam, senkte. Es ist aber bezeichnend für den Senkel, daß der Wassergehalt in höheren oder tieferen Lagen, in unmittelbarer Nähe des Vorflutsschlitzes oder weiter entfernt, fast immer derselbe blieb, also von der beobachteten tatsächlichen Senkung des Grundwassers unabhängig war. Ferner stand der noch nicht ausgehobene Boden, besonders nach Senkung des Grundwassers, rechts des Schlitzes fast lotrecht an und war für die Förderzüge befahrbar (vgl. Abb. 9).

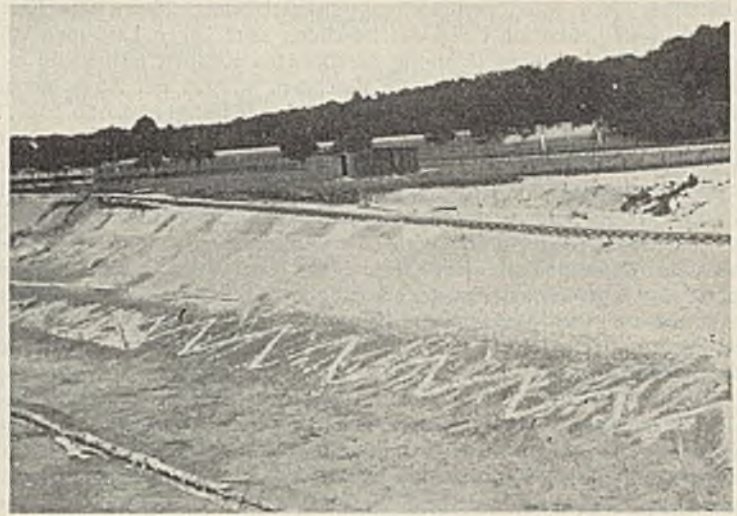


Abb. 11. Kiesrigolen auf der Böschung 1 : 4.

Es stand nach den gemachten Erfahrungen fest, daß der Aushub in einzelnen gleichmäßigen Lagen durch allmähliche Vertiefung eines im gehörigen Abstände von den Böschungen gelegenen Hauptentwässerungsschlitzes jedenfalls bis etwa NN + 54,00 durchgeführt werden konnte.

Da die Sohle des Bagger Schlitzes die Last und die Stöße des Fördergleises nicht tragen konnte, mußte das Gleis auf das Aushubplanum gelegt werden, so daß die Wagen nicht, wie sonst angestrebt, von oben geladen werden konnten. Mit zunehmender Tiefe des Aushubes entstanden trotzdem Schwierigkeiten bei der Gleishaltung, und es erschien zweifelhaft, ob das Fördergleis auf der Sohle schließlich noch zu halten war. Man entschloß sich daher, den übrigen Kanalquerschnitt (unter NN + 54,50) zwischen Brücke und Pumpensumpf unter ständiger Aufrechterhaltung der Entwässerung durch einen Greifer in zwei Längsschnitten auszubaggern. Der letzte Schnitt (längs des rechten Ufers) mußte dabei im reinen Schrägkopfbetrieb durchgeführt werden. Auch beim Baggerbetrieb wurde das Verfahren des ausgesprochenen Trockenaushubes grundsätzlich beibehalten, weil der Querschnitt bei den gegebenen Verhältnissen nur hierdurch (im Gegensatz zum Naßbaggerbetrieb) mit Bestimmtheit profilgerecht und in sichtbarer Weise hergestellt werden konnte und das Aufweichen des gewachsenen Bodens vermieden wurde. Der bei diesen Arbeiten in Kanalmitte neu angelegte, mit Faschinen befestigte Vorflutgraben entwässerte nach einem inzwischen eingerichteten Pumpensumpf kurz oberhalb der Wegebrücke; das abgepumpte Wasser floß nach Klärung in einfachen Absetzbecken in den Seitengraben. Der Baggerbetrieb ist aus Abb. 10 zu ersehen.

Wenn das Grundwasser auch, wie bereits erwähnt, im Laufe der Zeit beträchtlich abgesenkt werden konnte, so waren doch die unteren Böschungen 1 : 4 ständig dem Grund- oder Sickerwasseraustritt ausgesetzt, so daß der Senkel allmählich aufweichte und die Gefahr der Verschlammung und der Böschungsrutschung immer wieder auftrat. Ferner war ungewiß, ob die unbefestigten Böschungen 1 : 4 auch nach Füllen des Kanals, trotz Aufhörens des Grundwasserüberdrucks, genügend standfest sein würden. Aus diesen Gründen mußten zusätzliche Sicherungsmaßnahmen erwogen werden. Diese durften nicht etwa allein darin bestehen, die Böschungen lediglich zu stützen, etwa durch eine Spund- oder Stülpwand am Fuß oder durch Faschinenwürste, sondern mußten gleichzeitig und vor allen Dingen der ständigen Entwässerung des Senkels dienen, weil erst hierdurch die erforderliche Standfestigkeit des Senkels erzielt werden konnte. Auf Grund der gesammelten Erfahrungen wurden daher auf der Böschung 1 : 4



Abb. 10. Aushub im Baggerbetrieb.



Abb. 12. Die fertige 2. Fahrt unterhalb der Brücke.

unmittelbar nach ihrer Fertigstellung zickzackförmig 25 cm tiefe Kiesrigolen angelegt und am Fuße der Böschung zwei Lagen Faschinen von 25 cm Durchm. in einem filterartig geschütteten Kiesbett fortlaufend mit der Sohlenbaggerung eingebaut; die Faschinen wurden mit 2,5 m langen Pfählen von 10 cm Durchm. im Abstände von 1 m befestigt (vgl. Abb. 10 u. 11 und Querschnitt Abb. 2). Zahl, Lage und Tiefe der Rigolen richtete sich im übrigen nach dem Wasserandrang und der Neigung zur Bildung von „Schlammnestern“. Vom Böschungsfuß gelangte das gefaßte Wasser durch einzelne Quergräben in der Sohle zum Vorflutgraben in der Mitte. Unter der Querschnittsbegrenzung bereits vorhandene Abbrüche mit fortgesetzt starkem Wasseraustritt wurden mit einer Kiessandlage bis zu 0,3 m Dicke als Sickerschicht abgedeckt und mit Baustellensand bis zur Böschungslinie aufgefüllt.

Diese einfachen Maßnahmen, die verhältnismäßig billig waren, haben sich sehr gut bewährt. Das von den Kiesrigolen gesammelte und dem Böschungsfuß aus Kies und Faschinen zugeführte Wasser war vollständig frei von Senkelteilchen, die vorher ständig abgeschwemmt wurden. Nasse und schlammige Stellen trockneten nach kurzer Zeit merklich ab, und selbst in dem ersten Arbeitsabschnitt, in dem der tiefe Entwässerungsschlitz angelegt worden und die Sohle vollständig verschlammte war, konnte der Querschnitt auf diese Weise einwandfrei hergestellt werden. Abb. 12 veranschaulicht die 2. Fahrt unterhalb der Brücke nach fast vollendetem Aushub.

Die vorstehenden Ausführungen erstrecken sich nur auf die Aushubarbeiten der 2. Fahrt in dem schwierigsten Abschnitt, zwischen Brücke und Ausmündung.

Es mag abschließend stichwortartig zusammengefaßt werden, in welcher Weise der Aushub von Kanälen in Böden von der Art des Senkels auf Grund der am Rienbach gemachten Erfahrungen vorgenommen werden muß, wenn möglichst umfangreich im Handschacht gearbeitet werden soll:

1. Aushub der Kanalseitengräben, möglichst frühzeitig vor Beginn der eigentlichen Erdarbeiten, vielleicht in Verbindung mit der Errichtung der Kunstbauten. Ihre Sohle wird — soweit erforderlich und möglich — zweckmäßig tiefer gelegt, als es die eigentliche Aufgabe des Seitengrabens erfordert. Die Wasserhaltung ist so frühzeitig wie irgendmöglich einzurichten. Für ununterbrochene Vorflut aller Gräben ist durch ständige Aufsicht Sorge zu tragen.

2. Aushub von Entwässerungsschlitzen von geringer Tiefe (jeweils nur wenig mehr als bis zum Grundwasserstand) im zukünftigen Kanalquerschnitt und längs der Böschungen der Seitendämme.

3. Bodenabtrag jeweils nur so tief, wie der Boden bisher entwässert werden konnte.

4. Anschnitt des Senkels in Kanalmitte durch einen 1 bis 1,25 m tiefen und stark gesicherten Entwässerungsschlitz unter Verwendung von Greifbaggern. Mit dem Fortschritt der Baggerung ist die Sohle des Schlitzes zu ebnen und ein Hauptentwässerungsgraben in Sohlenhöhe anzulegen, der u. U. mit Faschinen zu sichern ist; für Aufrechterhaltung der Vorflut ist ständig zu sorgen. Unter günstigen Verhältnissen kann der Entwässerungsschlitz als Förderschlitz benutzt werden; dann muß die Sohle u. U. mit einer Schicht vom Baustellensand abgedeckt werden. Die Arbeitsweise nach 5. ist dann nicht notwendig, weil der Boden dann sofort in ganzer Höhe des Entwässerungsschlitzes und unter dessen ständiger Verbreiterung ausgehoben wird.

5. Anlage eines je nach den Umständen, gegebenenfalls sehr engen Systems von Quergräben (etwa 0,5 m tief), die nach dem Längsschlitz 4. entwässern und ständig offengehalten werden, danach Aushub des Bodens auf beiden Seiten des Längsschlitzes im Handschacht. Der Boden ist in gleichmäßigen Lagen unter allmählicher Vertiefung der Quergräben abzuheben. Die fertiggestellten Böschungen sind jeweils durch Rigolen sofort zu sichern. Da die Rigolen das zutage drängende Grundwasser unschädlich fassen und abführen, ist eine eigentliche Senkung des Grundwassers, die sehr viel Zeit in Anspruch nimmt, nicht erforderlich.

6. Wiederholung des Verfahrens gemäß 4. und 5. in den unteren Lagen oder bei besonders schwierigen Verhältnissen wie an der 2. Fahrt am Rienbach, Aushub der letzten Bodenmassen bis zur Sohle mit Greifbaggern unter ständiger Aufrechterhaltung der Entwässerung. Einbau der Böschungen und der Uferdeckwerke.

Der Trockenaushub ist unter den gegebenen Verhältnissen, wenn auch umständlicher, so doch weit sicherer und zuverlässiger als der Naß-aushub.

Zum Schluß seien noch einige Leistungszahlen angeführt. Es wurden insgesamt rd. 235 000 m³ einschl. Mutter- und Waldboden ausgehoben und zum größten Teil in den Kippen untergebracht, die der landwirtschaftlichen Nutzung wieder zugeführt werden. Der geringere Teil, vor allem der Sandboden, wurde in den Dämmen und Rampen verbaut. Die Beseitigung der Trennungsdämme erforderte 55 000 m³ Naßaushub.

Die Erdarbeiten wurden als Notstandsarbeit ausgeführt, aus diesem Grunde mußte auf Handschächte besonderer Wert gelegt werden.

Die Bauzeit dauerte bis auf Restarbeiten etwa 15 Monate. Die schwierigen und nicht alltäglichen Erdarbeiten wurden von der Allgemeinen Baugesellschaft Lenz & Co. ausgeführt. Entwurf und Bauleitung lag in den Händen des Preußischen Neubauamtes I in Münster i. W. unter Oberleitung der Wasserbaudirektion Münster.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau eines Schlammfaulbehälters von 2500 m³ Inhalt.

Von Dr.-Ing. Walter Schween, Dresden.

Im Rahmen umfangreicher Um- und Erweiterungsarbeiten in der Dresdner Hauptkläranlage Kaditz wurde im Juli 1936 mit dem Bau eines Eisenbeton-Schlammfaulbehälters von 2500 m³ Inhalt begonnen. Derartige Bauwerke sind insbesondere im Westen des Reiches (Emscher- und Ruhrgebiet usw.) schon wiederholt ausgeführt worden. Für den mitteldeutschen Raum stellt dieser Behälterbau jedoch etwas vollkommen Neues dar, so daß es gerechtfertigt erscheint, über die interessanten Bauarbeiten zu berichten.

1. Formgebung.

Bei der Formgebung des Behälters mußten, um das Bauwerk in die bestehende Kläranlage gut einzugliedern, in weitgehendem Maße architektonische Gesichtspunkte, die vom Hochbauamt der Stadt Dresden vertreten wurden, berücksichtigt werden. Beispielsweise war der obere kegelförmige Behälterteil außen geschweift auszuführen und mit Dachdeckung zu versehen. Sämtliche auf die Decke führenden Rohrleitungen sowie die Treppenanlage usw. waren in einem geschlossenen Bedienungsturm unterzubringen. Auch bezüglich der Höhenlage des Behälters waren gegebene Maße zu berücksichtigen. Im übrigen wurden bei der Formgebung die neueren Bauten der Emschergerossenschaft¹⁾ als Vorbild genommen, und es entstand der in Abb. 1 dargestellte Faulbehälter. In seinem unteren Teile besteht er aus einem nach oben sich öffnenden Kegel, auf den sich ein zylindrischer Mittelteil setzt. Der obere Behälterteil wird durch einen nach oben sich verengenden

Kegelstumpf gebildet, der durch eine waagerechte Decke abgeschlossen wird. Die vorbeschriebene Behälterform entstand in erster Linie aus betrieblichen Erwägungen.

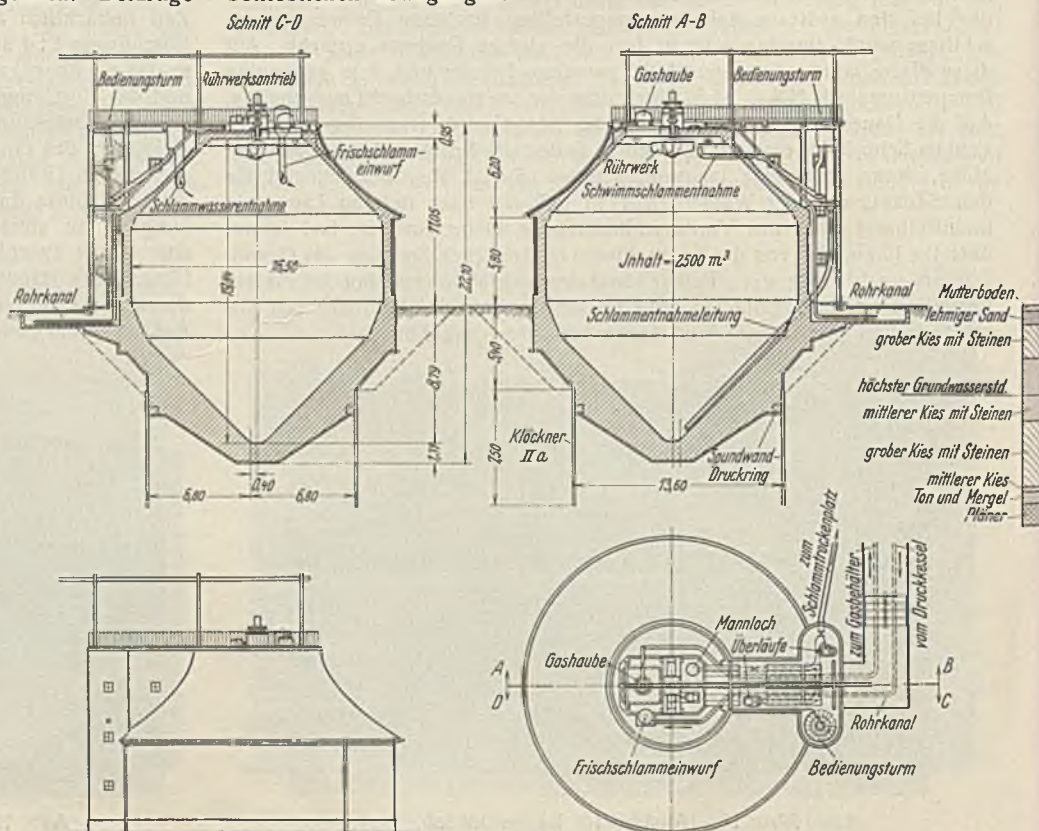


Abb 1. Eisenbeton-Schlammfaulbehälter von 2500 m³ Inhalt.

¹⁾ Dr. Carp, Zwei bergbausichere Eisenbetonbehälter von je 2200 m³ Fassungsvermögen. Bautechn. 1935, Heft 21, S. 257. — Ders., Über bergbausichere Eisenbetonbehälter großer Abmessungen. Zement 1936, Nr. 6.

2. Statische Berechnung.

Die Ausbildung des unteren Behälterteils wurde auch außen annähernd belbehalten. Es ergab sich daraus eine in der Mitte waagerechte und an den Seiten ansteigende Gründungsfläche, die wegen Grundwasserandrangs durch eine kreisförmig gerammte Spundwand begrenzt wurde. Nach Bohrversuchen lag fester Fels (Pläner) etwa 13 m unter der Geländehöhe von +110,40 auf Ordinate +97,50. Darüber lagert etwa 0,70 m hoch Ton und Tonmergel als Verwitterungserzeugnis der Plänerschicht. Der untere Teil der Gründungsfläche lag auf +100,40 m in kiesig-steinigen Bodenmassen, d. h. also etwa 3 m über dem Fels. Da nach Beobachtungen mit Grundwasserhöhen bis etwa +104,50 m gerechnet werden mußte, wurde OK. Spundwand auf +105,00 angeordnet und die Wand durch die wasserundurchlässigen Tonschichten bis auf den festen Fels gerammt.

Die gesamte Bauwerkslast bei gefülltem Behälter unter Berücksichtigung aller Ausrüstungsteile, Verkehrsbelastung usw. beträgt rd. 5600 t. Der am Faulbehälter angebrachte Bedienungsturm stützt sich auf ein an den Behälter anbetonierte konsolartiges Fundament. Diese Anordnung wurde getroffen, um etwa ungleichmäßige Setzungen von Behälter und Turm zu vermeiden, d. h. um gegenseitige Verschiebungen dieser beiden Teile und damit Rissebildungen auszuschließen. Andererseits ergab diese Durchbildung jedoch außermittige Lasten, die ein auf die Behälterachse bezogenes Moment von rd. 2300 tm zur Folge hatten. Die Außermitteigkeit der Gesamtkraft errechnet sich daraus zu $2300 : 5600 = 0,40$ m. Um in der Gründungssohle gleiche Randspannungen zu bekommen, wurde die Spundwandachse in die Wirkungslinie der Gesamtkraft gebracht, also gegenüber der Behälterachse um 0,40 m gegen den Bedienungsturm hin verschoben. Der Durchmesser der kreisförmig gerammten Spundwand betrug 13,60 m, somit die Größe der Gründungsfläche rd. 145 m². Daraus errechnet sich eine Bodenpressung bei gefülltem Behälter, d. h. für den in der Regel herrschenden Betriebsfall, von $5600 : 145 = 38,5 \text{ t/m}^2 = 3,85 \text{ kg/cm}^2$. Infolge des Auftriebes durch das Grundwasser ermäßigt sich diese Zahl noch bis um etwa $0,4 \text{ kg/cm}^2$. Der Einfluß der bis über den Bedienungsturm ausgefahrenen Laufkatze mit voller Last sowie die Beeinflussung durch Winddruck sind sehr gering. Sie ändern die Randspannungen nur je etwa um $\pm 0,05 \text{ kg/cm}^2$. Bei leerem Behälter betragen die Bodenbeanspruchungen etwa $2,6 \text{ kg/cm}^2$ unter dem Bedienungsturm und $1,8 \text{ kg/cm}^2$ auf der gegenüberliegenden Seite. Die obengenannte höchste Bodenpressung von fast 4 kg/cm^2 wurde im vorliegenden Falle für den kiesig-steinigen Untergrund als zulässig angesehen, zumal wenige Meter unter der Gründungssohle fester Fels beginnt und außerdem die seitliche Spundwand mit diesem Felsuntergrund zusammen einen geschlossenen Raum schafft, aus dem keine Erdmassen nach unten oder seitlich verdrängt werden können. Etwaige Setzungen konnten also nur infolge Zusammenpressens der Bodenmassen unmittelbar unter dem Bauwerk auftreten und nach allem Ermessen keine nennenswerten Größen annehmen. Diese Auffassung ist bisher bestätigt worden. Eigentliche Höhenmessungen während des Bauvorganges, wie sie z. B. bei der Errichtung der Faulbehälter in Essen-Nord²⁾ angestellt wurden, sind nicht vorgenommen worden. Jedoch wurde der Behälter etwa zwei Wochen nach dem Betonieren eingemessen und dabei festgestellt, daß er sich gegenüber dem Zustande vor dem Betonieren, d. h. als nur die Schalung und das Eisengeflecht aufgestellt waren, offenbar nicht gesenkt hat. Der entsprechende Wert in Essen betrug dagegen etwa 9 cm und die dort beobachtete Gesamtsenkung vom Baubeginn bis zum Zustande des gefüllten Behälters rd. 20 cm. Man erkennt aus diesen Zahlen deutlich den Einfluß des Bergbaues und wenig tragfähigen Baugrundes.

Die bereits beschriebene Form des Behälters bietet nicht nur in betrieblicher Hinsicht große Vorteile, sondern ist vor allem auch aus statischen Gründen als Umdrehungskörper günstig, da bei ihr im wesentlichen Ringzugspannungen auftreten, die in statisch einwandfreier Weise durch entsprechende Eisenbewehrung und auch durch die auf Ringzug voll ausgenutzten Betonwände aufgenommen werden können. Biegebeanspruchungen treten nur in geringem Maße auf.

Die Behälterwände wurden so bemessen, daß bei höchstens 12 kg/cm^2 Zugbeanspruchung durch den Beton und den mit zehnfacher Betonzugspannung, d. h. $10 \times 12 = 120 \text{ kg/cm}^2$ in Rechnung gestellten vorhandenen Eisenquerschnitt die gesamten auftretenden Ringzugkräfte aufgenommen werden können. Die Ringisenbewehrung wurde im übrigen ebenfalls auf die vollen Ringzugkräfte bei einer Spannung von 1500 kg/cm^2 (für die Isteg-Eisen) berechnet. Da bei dem Bauwerk in erster Linie ein rissefreier Beton erreicht werden muß, darf es aber zu einer vollen Ausnutzung dieser Eisenbeanspruchung im fertigen Bauwerk nie kommen, da dieser Fall gerissenen Beton voraussetzt. Um derartige Zugrisse unter allen Umständen zu vermeiden, ist es besonders wichtig, die Behälterwanddicke so zu bemessen, daß alle Ringzugkräfte vom Beton allein bei einer Spannung aufgenommen werden können, die unter der Betonzugfestigkeit liegt. Die zugelassene Zugbeanspruchung von 12 kg/cm^2 hält sich in erprobten Grenzen. Die eingelegte Eisenbewehrung gewähr-

leistet darüber hinaus eine vollkommene Sicherheit gegen endgültige Zerstörung des Behälters.

Als Belastung wirken auf die Wände des Behälters das Eigengewicht (Eisenbeton: $\gamma_g = 2,4$) und der Flüssigkeitsdruck (Schlamm = Wasser: $\gamma_f = 1,0$). Außerdem treten nur noch durch Temperaturwirkungen nennenswerte Einflüsse auf.

Bezüglich der Einwirkungen von Flüssigkeitsdruck und Eigengewicht ergeben sich unter Hinweis auf Abb. 2 folgende Überlegungen:

Auf den geschlossenen Ring eines Umdrehungskörpers vom mittleren Krümmungshalbmesser r , dessen Mantellinie gegen die Waagerechte um den Winkel φ geneigt ist und dessen mittlere Tiefe unter dem Flüssigkeitsspiegel h beträgt, wirkt bei einer Höhe des Ringes von

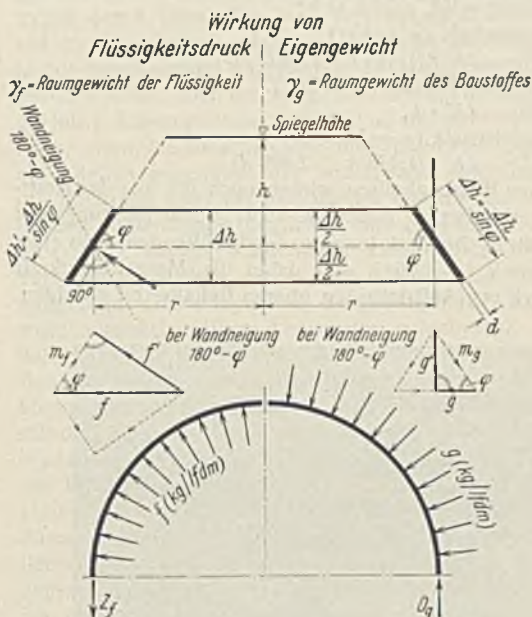


Abb. 2. Wirkung von Flüssigkeitsdruck und Eigengewicht auf Kegelschalen.

$$\Delta h \text{ in senkrechter Richtung und damit}$$

$$\Delta h' = \frac{\Delta h}{\sin \varphi} \text{ in der Mantellinie}$$

je lfdm der Umfangfläche ein Flüssigkeitsdruck senkrecht zur Mantelfläche von

$$f' = \Delta h' h \gamma_f,$$

wobei γ_f das Raumgewicht der Flüssigkeit bedeutet. Nach Zerlegung der Kraft, wie in Abb. 2 veranschaulicht, ergibt sich in waagerechter Richtung je lfdm Umfangfläche

$$f = \frac{f'}{\sin \varphi} = \frac{\Delta h' h \gamma_f}{\sin \varphi}.$$

Hieraus ergibt sich eine Ringzugkraft infolge des Flüssigkeitsdrucks von

$$Z_f = f r = \frac{\Delta h' h \gamma_f r}{\sin \varphi}.$$

Entsprechende Ableitungen für das Eigengewicht ergeben bei einer Wanddicke von d und einem Raumgewicht des Baustoffes von γ_g

$$g' = \Delta h' d \gamma_g \text{ und } g = \frac{g'}{\text{tg } \varphi} = \frac{\Delta h' d \gamma_g}{\text{tg } \varphi}.$$

Bei dem in Abb. 2 angedeuteten Fall $\varphi < 90^\circ$ erzeugt g eine Ringdruckkraft. Um jedoch einheitlich mit Ringzugkräften zu arbeiten, wird gesetzt

$$D_g = -Z_g = g r = \frac{\Delta h' d \gamma_g r}{\text{tg } \varphi}.$$

Durch Einsetzen der Beziehung

$$-\frac{1}{\text{tg } \varphi} = -\text{cotg } \varphi = +\text{tg}(90 + \varphi)$$

ergibt sich

$$Z_g = \Delta h' d \gamma_g r \cdot \text{tg}(90 + \varphi).$$

Die Gesamttringzugkraft aus Flüssigkeitsdruck und Eigengewicht wird somit

$$\Sigma Z = \Delta h' r \left[\frac{h \gamma_f}{\sin \varphi} + d \gamma_g \cdot \text{tg}(90 + \varphi) \right].$$

Als Sonderfall ergibt sich für senkrechte Wände, also zylindrischen Behälter, d. h. $\varphi = 90^\circ$,

$$\Sigma Z = \Delta h' r h \gamma_f.$$

Diese Gleichungen stellen nur eine Näherungslösung dar, da sie den Einfluß der Behälterwanddicke unberücksichtigt lassen. Auch verfolgen sie nicht die Einspannung der verschiedenen Behälterteile. Die dadurch bedingten Abweichungen von der Näherungslösung sind verhältnismäßig unbedeutend³⁾.

Es sei darauf hingewiesen, daß die in der bereits erwähnten Veröffentlichung von Dr. Carp, Bautechn. 1935, Heft 21, angegebenen Gleichungen für die erforderliche Bewehrung und die notwendige Wanddicke infolge Flüssigkeitsdrucks und Eigengewichts aus den vorentwickelten allgemeinen Ausdrücken für Z_f und Z_g über die Beziehungen $Z = f_e \sigma_e$ und $Z = \sigma_b (f_b + 10 f_e)$ unmittelbar abgeleitet werden können.

²⁾ Dr. Carp, Beitrag zur Baugrundforschung, Beispiel einer Bauwerksetzung bei hoher Belastung des Untergrundes in einem Bergbaugebiete. Bautechn. 1935, Heft 50, S. 667.

³⁾ Löser u. Lewe, Behälter. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IX. Band, S. 180ff.

Beim vorliegenden Behälter war die obere Kegelschale um 45° gegen die Waagerechte nach innen ($\varphi = 45^\circ$) und die untere Kegelschale um dasselbe Maß nach außen geneigt ($\varphi = 135^\circ$). Für den zylindrischen Mittelteil wird $\varphi = 90^\circ$. Wenn weiterhin $\gamma_f = 1,0$ und $\gamma_g = 2,4$ in den Ausdruck für ΣZ eingeführt wird, ergibt sich:

- a) für die obere Kegelschale ($\varphi = 45^\circ$)
 $\Sigma Z = \Delta h' r (1,414 h - 2,400 d)$,
- b) für den zylindrischen Mittelteil ($\varphi = 90^\circ$)
 $\Sigma Z = \Delta h' r h$,
- c) für die untere Kegelschale ($\varphi = 135^\circ$)
 $\Sigma Z = \Delta h' r (1,414 h + 2,400 d)$.

Außer den bisher erfaßten Ringzugkräften wirken noch die aus der Kraftzerlegung in Abb. 2 verbliebenen Kräfte m_f bzw. m_g in Richtung der Mantellinie (Meridiankräfte). Bei nach innen geneigten Wänden, also etwa bei der oberen Kegelschale ($\varphi < 90^\circ$), will dabei die Mantellinienkraft aus dem Flüssigkeitsdruck m_f (Auftrieb) den oberen Behälterteil abreißen.

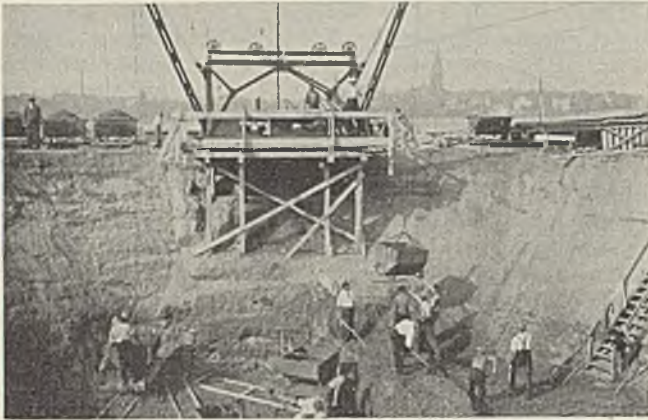


Abb. 3. Ausschachtung der Baugrube mit Doppelkran. 10. August 1936.
(Oberer Baugrubendurchmesser = 25,4 m, Böschungseigung 1 : 1).

Sofern nicht die entgegengesetzt gerichtete Größe m_g überwiegt, muß die Wand eine entsprechende Meridianbewehrung auf Zug erhalten. Bei nach außen geneigter Mantellinie wirken sowohl m_f als auch m_g nach unten, erzeugen also Meridiandruckkräfte.

Die Meridiankräfte ergeben an Stellen, wo die Neigung der Mantellinie sich ändert, wo also eine Umlenkung der Meridiankräfte erfolgen muß, zusätzliche Ringkräfte, die je nach Richtungsänderung als Druck- oder als Zugkräfte in Erscheinung treten. Z. B. ergeben sich an den Übergangsstellen von dem mittleren zylindrischen Behälterteil zur oberen und unteren Kegelfläche Zugkräfte, während zwischen oberer Kegelschale und der waagerechten Decke Druckkräfte aufzunehmen sind. Um größenordnungsmäßig einen Anhalt über diese Kräfte zu geben, sei mitgeteilt, daß in dem unteren Zugring zwischen Zylinder und unterer Kegelschale lediglich durch die Kraftumlenkung der Meridiankraft von rd. 11 t je lfdm Umfangsfläche eine Zusatzringkraft von rd. 90 t auftrat.

Infolge der festen Verbindung zwischen den einzelnen Behälterteilen treten weiterhin an den Übergangsstellen von Kegel und Zylinder Biegemomente auf, die sich aus den verschiedenen Formänderungen ergeben, die diese Teile in getrenntem Zustande ausführen würden.

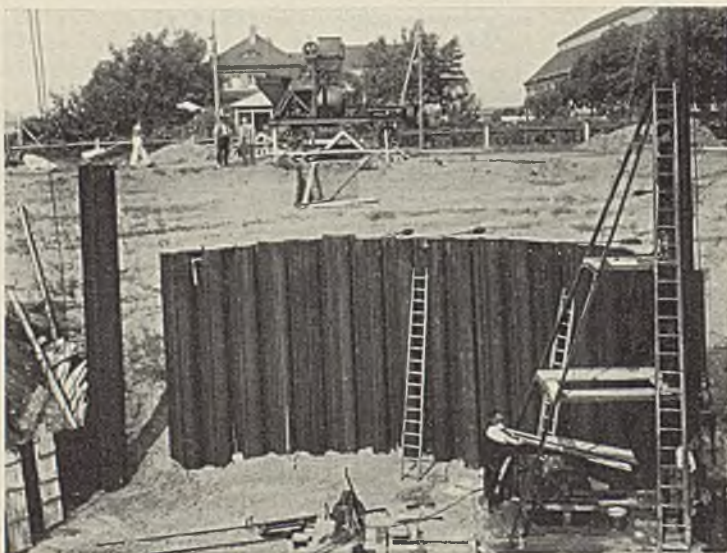


Abb. 4. Rammung der Spundwand. 20. August 1936.

(Kreislammung aus Klöckner IIa mit 13,6 m Durchm., Länge der Bohlen 7,5 m, Bargewicht 1000 kg, Schlagzahl etwa 600 je Doppelbohle bei 6 m Eindringungstiefe.)

Diese Biegemomente sind nicht weiter verfolgt worden. Für ihre Aufnahme wurden kräftige Vouten und Meridianeisen an den Innenwänden angeordnet.

Die Wände der unteren Kegelschale zwischen der Spundwand wurden bezüglich ihrer Ringzugbewehrung nur noch auf waagerechten Wasserdruk bemessen. Es wurde also angenommen, daß sich das Eigengewicht sowie die Wasserauflast unmittelbar auf den Erdboden übertragen.

Die größten Wirkungen infolge Temperaturabfall ergeben sich bei niedriger Außentemperatur, (-10°), da die Behälterinnentemperatur ständig auf $+30^\circ$ gehalten werden soll. Unter Voraussetzung des genannten Gesamtabfalls von 40° ergab sich mit Berücksichtigung der vorhandenen 3 cm dicken Wärmedämmung aus Korkplatten, ferner der vorgemauerten und verputzten $1/2$ -steinigen vollporösen Ziegelmauer ein Temperaturabfall innerhalb der 59 cm dicken Behälterwand über Gelände von etwa 14° . Dadurch werden rechnermäßig⁴⁾ Betonrandspannungen von etwa $+14,5 \text{ kg/cm}^2$ außen und $-15,5 \text{ kg/cm}^2$ innen erzeugt.

Die Temperaturwirkungen sind günstig, weil die Innentemperatur mit $+30^\circ$ immer über der Außentemperatur liegt, so daß an der Behälterinnenseite, an der es auf Dichtigkeit besonders ankommt, die Temperaturkräfte der Ringzugkraft aus dem Flüssigkeitsdruck entgegenwirken und Druckspannungen erzeugen. Dadurch wird die Gefahr einer Rissebildung an der Innenseite des Behälters vermindert. Die an der Außenfläche auftretenden hohen Zugspannungen werden als unbedenklich angesehen, zumal an dieser Stelle etwaige Haarrissebildung nicht von ausschlaggebender Bedeutung werden kann. Außerdem wird die Gefahr einer Rissebildung außen durch die an dieser Stelle liegenden Ringzugseisen stark vermindert, die bei auftretenden höheren Zugspannungen anteilmäßig ebenfalls größere Kräfte aufzunehmen in der Lage sind.

Die waagerechte Behälterdecke wurde für die Aufnahme der vorzusehenden Lasten aus Maschinentellen usw. als kreuzweise bewehrte Platte durchgebildet. Um den oberen Teil des Faulbehälters, der als Gasfangraum dienen soll, vollkommen gasdicht zu bekommen, wurde auf die erwähnte Eisenbetondecke sowie über den obersten Teil der kegelförmig anschließenden Seitenwände des Behälters eine Dichtung aus 1,25 mm dicker Bleifolie zwischen Papplagen aufgebracht, darüber auf der Decke noch eine wärmehaltende 4 cm dicke Korkschiicht verlegt, die wiederum durch eine auch über die seitliche Gasisolierung reichende Eisenbetondecke überdeckt wurde. Diese Eisenbetondecke diente außer als Schutzschicht auch als druckverteilende Platte für die Übertragung der Maschinenlasten auf die untenliegende tragende Decke.

Das Ergebnis der bisher behandelten Berechnung des Behälters bezüglich der Betonmassen und der Eisenbewehrung ist in der nachstehenden Zusammenstellung wiedergegeben. Dabei sind in den Zahlen nur die statisch berechneten und wirksamen Bewehrungseisen erfaßt, während alle für die Stoßüberdeckungen erforderlichen Eisen, ferner sämtliche Montageeisen und Stützbügel — letztere sind besonders im unteren Behälterteil zahlreich vorhanden — nicht berücksichtigt worden sind.

Zusammenstellung.
Betonmassen und Eisenbewehrung*).

| Behälterteil | Höhen in m + NN | | Eisenbewehrung in t | | | | Beton- masse in m ³ | Eisen- menge in kg/m ³ |
|---------------------------------------|--------------------|------|------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------|--------------------------------------|--|
| | von | bis | Istleg. Ring- eisen | Rundeisen- verteilungs- ringe | Meridian u. Montage- eisen | Insgesamt | | |
| Kappe über der Gasdichtung . . | 122,40 + 121,85 | — | 0,2 | 0,6 | 0,8 | 12,7 | 63 | |
| Waagerechte Decke | 121,85 + 121,45 | — | — | 1,3 | 1,3 | 15,0 | 87 | |
| Oberer kegelförm. Wände (Dach) . | 121,45 + 116,55 | 1,6 | 0,3 | 3,3 | 5,2 | 103,8 | 50 | |
| Senkrechte Wand (oberer Teil) . . | 116,55 + 110,80 | 11,5 | 0,3 | 3,9 | 15,7 | 185,2 | 85 | |
| Unterbau des Be- dienungsturmes . | 110,40 + 108,20 | — | — | 0,7 | 0,7 | 24,8 | 28 | |
| Senkrechte Wand (unterer Teil) . . | 110,80 + 109,30 | 4,0 | 0,1 | 3,3 | 7,4 | 89,0 | 83 | |
| Zugring unten . . | 109,30 + 107,60 | 11,0 | 0,2 | 5,8 | 17,0 | 163,2 | 105 | |
| Untere Kegelschale über Spundwand | 107,60 + 105,00 | 9,8 | 0,1 | 5,3 | 15,2 | 260,0 | 59 | |
| Untere Kegelschale unter Spundwand | 105,00 + 101,61 | 2,0 | 0,4 | 4,6 | 7,0 | 271,5 | 26 | |
| Fundamentteil . . | 101,61 + 100,40 | — | 0,1 | 0,6 | 0,7 | 19,7 | 36 | |
| Insgesamt . . . | 122,40 + 100,40 | 39,9 | 1,7 | 29,4 | 71,0 | 1144,9 | 62 | |

* Die Zusammenstellung enthält nur die statisch wirksamen und berechneten Eisen, dagegen keine Stoßüberdeckungen, Montageeisen und Stützbügel.

Insgesamt wurden für den Behälter rd. 1150 m³ Beton mit etwa 71 t Eisen benötigt. Die gesamte Ringzugbewehrung von rd. 40 t bestand aus

⁴⁾ Löser u. Lewe, Behälter. Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., IX. Bd., S. 152 ff.

Isteg-Eisen, diese Menge wiederum zu etwa 97% aus 18-mm-R.-E. Die Gesamtlänge der eingebrachten Eisen beläuft sich auf etwa 11 000 m Isteg-Eisen und 17 000 m R.-E., also insgesamt auf 28 000 m.

Die Eisenbetonkonstruktion des Bedienungsturmes ist in der Zusammenstellung nicht mit erfaßt. Sie besteht aus einem normalen Skelettbau mit Zwischendecken. Auch die Verbindungsträger und -wände zwischen Behälterdecke und Turm boten nichts Ungewöhnliches.

3. Bauausführung.

In der ersten Hälfte des Juli 1936 wurde mit den Ausschachtungsarbeiten der kreisrunden 1:1 abgeöschten Baugrube von 25,4 m oberem Durchmesser begonnen. Bis auf etwa 3 m Tiefe wurde die Massen unmittelbar in Seitenkipper gefördert und durch Benzinlokomotiven auf mittleren Ebenen aus der Baugrube abgefahren. In größerer Tiefe wurde dann der Aushub durch einen in Abb. 3 ersichtlichen Doppelkran in Kübeln auf Geländehöhe gehoben und in die Seitenkipper entleert. Die gewonnenen Massen werden in der Nähe zur Geländeaufhöhung abgekippt. Etwa am 10. August waren rd. 1800 m³ Bodenmassen ausgehoben. Die Baugrubensohle lag auf + 103,5, d. h. etwa 7 m unter Geländehöhe. Der Grundwasserspiegel war nahezu erreicht, so daß nunmehr mit dem Rammen der Spundwand begonnen werden mußte. Die Länge der verwendeten Klöckner-Eisen Profil IIa betrug 7,5 m. Die Spundwandisen wurden als Doppelbohlen zu einem geschlossenen Ring von 13,6 m Achsendurchmesser eingerammt. Trotz des steinigen Untergrundes ging die Rammarbeit glatt vonstatten. Größere Steine sind offenbar nicht durchrammt worden. Abb. 4 zeigt das Herunterrammen der bereits um etwa 1,5 m vorgeschlagenen Wand. Zur Verhütung des Vorellens der Bohlen wurden an deren oberem Ende kräftige Flaschenzüge angebracht und diese entgegen der Rammrichtung gespannt. In Abb. 4 erkennt man links die Öffnung für die Schlußbohle, die aus einer normalen Doppelbohle durch Aufschneiden und Einschweißen eines C-Eisens genau passend hergestellt wurde.

Nach beendeter Rammung wurden die nach innen offenen Spundwände ausbetoniert, so daß eine durchgehende Zementfläche entstand, die mit Pappe isoliert wurde. Der Zweck dieser Ausbildung war, dem später gegen diese Innenwand anzubetonierenden Behälter ein Gleiten gegenüber der auf dem festen Fels aufsitzenden Spundwand zu ermöglichen. Man wollte damit vermeiden, daß sich der Behälter bei etwaigen Senkungen auf die Spundwand aufsetzte. Hierdurch wären unvorherzusehende Kräfte in der Behälterwand aufgetreten, die leicht zu Rissbildungen hätten Anlaß geben können. Der anschließend etwa 1,5 m unter O.-K. Spundwand hergestellte Eisenbetondruckring 50/50 cm mit 4 R.-E. 24 mm wurde durch Korkplatten, die zwischen Ring und Spundwand eingelegt wurden, ebenfalls auf Gleiten gegenüber der Spundwand eingerichtet. Inzwischen wurde die Baugrube über der Spundwand bis in Höhe + 107,6, in der die senkrechten Außenwände beginnen, mit Neigung 1:1 bereits wieder hinterfüllt; die Flächen wurden mit einer 10 cm dicken Unterbetonschicht versehen. Ebenfalls wurde nach Einbau einer Wasserhaltung bis auf die endgültige Gründungssohle ausgeschachtet. Auch in diesem Bereich wurden zunächst 10 cm Unterbeton aufgebracht. Zur ständigen Trockenhaltung der Baugrube mußte dauernd 1 l/sek Grundwasser aus einem in Baugrubenmitte angelegten Pumpensumpf (eingetriebenes Brunnenrohr) abgepumpt werden. Hieraus geht hervor, daß die Spundwand nicht vollständig dicht hielt oder daß der Fels klüftig war. Da jedoch an der Wand nicht ausgeschachtet wurde, konnte nicht festgestellt werden, ob das Wasser durch die Spundwand oder als Dränwasser von unten her eindrang. Da das Grundwasser sich als betonschädlich erwies (bis zu 30 mg/l aggressive Kohlensäure!), erhielten die gesamten Unterbetonflächen bis auf Höhe + 107,6 eine Pappdichtung, die zum Schutze gegen mechanische Beschädigungen mit Zementmörtel beworfen wurde. Bis unter den Spundwanddruckring, d. h. etwa bis zum höchsten Grundwasserstand wurden zwei Lagen Pappe, über der Spundwand dagegen nur eine Lage Pappe angeordnet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bericht über die 5. Holztagung 1936.

Am 27. und 28. November 1936 fand die 5. Holztagung des Fachausschusses für Holzfragen beim VDI und DF statt. Diese Tagung, die sehr stark besucht war, stand im Zeichen des Vierjahresplanes. Während in den ersten Jahren des Bestehens des Fachausschusses Wissenschaft und Technik sich bemühten, dem Holz neue Anwendungsmöglichkeiten zu erschließen, kommt heute beim Einsatz der gleichen Mittel alles darauf an, durch zweckmäßigste Ausnutzung der Holzerte die stark gestiegenen Holzbedarf der deutschen Wirtschaft decken zu können.

„Das Holz“, so sagte in seiner Begrüßungsansprache Oberlandforstmeister Dr.-Ing. chr. Gernlein, „ist nicht nur ein Rohstoff wie viele andere, sondern ein Rohstoff, der eine Verwendungs- und Ausnutzungsmöglichkeit bietet wie kein anderer. Im Gegensatz zu allen Mineralien wächst das Holz unerschöpflich nach, ja, es steht sogar zu erwarten, daß es mengen- und gütemäßig in steigendem Maße zur Verfügung stehen wird, wenn die deutschen Forstleute die deutschen Wälder unter Beachtung der forstwirtschaftlichen Erkenntnisse und der technischen Bedarfsanforderungen bewirtschaften“.

Die ersten vier Vorträge beschäftigten sich mit den Holzeigenschaften. Zunächst sprach Regierungsrat Dr. Trendelenburg über den Zusammenhang zwischen Wuchsbedingungen und Raumgewicht der Nadelhölzer. Dem Gewicht des Holzes entspricht seine Festigkeit. Es wäre jedoch verfehlt, danach allein die Güte beurteilen zu wollen. Beispielsweise hat leichtes Holz gegenüber dem schwereren den Vorteil, daß es nicht so leicht reißt und arbeitet. Je höher Gewicht und Festigkeit, um so höher ist auch seine Zellstoffausbeute. Vom Gewicht sind weiterhin Dauer, Härte und Elastizität abhängig.

Im Anschluß daran behandelte Prof. Dr.-Ing. Kollmann die Schlag- und Dauerfestigkeit der Hölzer, die besonders wichtig ist für Teile von Flugzeugen, Fahrzeugen, Maschinen, Sportgeräten usw. Alle Versuche haben eindeutig gezeigt, daß Holz im Verhältnis zu seinem Gewicht sehr stoß- und schwingungsfest ist.

Im nächsten Vortrage berichtete Dr.-Ing. habil. Stoy über abgeschlossene und laufende Normungsarbeiten. In kurzen Zügen beschrieb er u. a. den langen und schwierigen Weg der Entwicklung von DIN 1052 „Einheitliche technische Baupolizei Bestimmungen für Holz“. Bemerkenswert dürfte sein, daß für die 2. Ausgabe, die z. Z. in Bearbeitung ist, ein neues Verfahren zur Berechnung mehrteiliger Druckstäbe auf Knicken vorgesehen ist. Auf Grund umfangreicher Versuche an der M. P. A. Stuttgart durch Prof. Graf ist das bisherige sog. J_w -Verfahren verlassen. Das neue δ -Verfahren geht von der Tragfähigkeit des Einzelstabes aus und entwickelt daraus die Tragfähigkeit des gesamten Stabes. Auch für genagelte Verbindungen sind verfeinerte Bestimmungen in Form von Tafeln vorgesehen, die besonders den Bedürfnissen der Praxis Rechnung tragen.

Im Anschluß daran behandelte Prof. Graf vornehmlich die Bedingungen, die an Bauholz zu stellen sind, um eine Steigerung der zulässigen Spannungen — bis zu 50% — zu gestatten. Die Festigkeit ist abhängig von dem Gewicht, außerdem aber auch von der Faserneigung gegen die Achse des geschnittenen Holzes und der Größe und Lage der Äste. Dabei ist besonders zu beachten, daß der Faserverlauf nicht immer durch den der Jahrringe gekennzeichnet ist. Dieser ist einwandfrei nur aus den bei der Trocknung auftretenden Schwindrissen zu erkennen. Die z. Z. geltenden Bestimmungen für die Holzbeschaffenheit (auch der

Begriff „Lufttrockenheit“) sind unzureichend, und es ist zu hoffen, daß sie bereits im Laufe des nächsten Jahres durch neue ersetzt werden.

In der Fachsitzung „Sperrholz“ wies Direktor Dipl.-Ing. Christians darauf hin, daß die Sperrholzindustrie in ihren Rohstoffbezügen stark vom Auslande abhängig und daher an der Durchführung des Vierjahresplanes besonders interessiert sei. Die Rohholzzuteilung soll nicht nur nach dem bisherigen Verbrauch, sondern auch nach der Leistung geschehen, um so die einzelnen Fabriken zu günstigster Rohstoffausnutzung anzuhalten.

Über Einzelheiten sprachen dann Dipl.-Ing. Schreve „Vorgang beim Schälen und Messern von Furnieren“, Dr.-Ing. habil. Mörath „Zeitfragen zur Entwicklung des deutschen Sperrholzes“ und Ingenieur Benz „Das Holz als Baustoff im Flugzeugbau“.

Für das Bauwesen ist bemerkenswert, daß z. Z. in Deutschland für vollwandige Balken und rahmenartige Tragwerke die Stege aus Sperrplatten von etwa 25 mm Dicke hergestellt werden und daß in Amerika in umfangreichem Maße Sperrholz zum Einschalen von Betonbauten verwendet wird.

In der Fachsitzung „Holzschutz“ behandelte zunächst Oberbaurat Hespeler die Frage des Holzbockes und seiner Bekämpfung. Der Holzbock ist in den letzten Jahren stark in Dänemark und den deutschen Küstenstädten aufgetreten; seine Verbreitung hat sich schon weit in das deutsche Binnenland ausgedehnt. Der Holzbock befällt nur verbautes Holz. Jeder befallene Dachstuhl ist eine große Ansteckungsgefahr für alle Nachbarhäuser. Daher ist es nicht nur für den einzelnen, sondern für die Allgemeinheit wichtig, daß die Bekämpfung auf Grund aller Erfahrungen möglichst einheitlich geschieht. Die verschiedenen Bekämpfungsarten, Vergasung, Heißluftbehandlung und die chemische Abtötung, können dann, wenn sie durch erfahrene Fachleute geleitet und durchgeführt werden, vollen Erfolg haben; es ist aber vorher genau zu prüfen, welches Verfahren für den einzelnen Fall paßt und welche Vorarbeiten dafür nötig sind. In Hamburg und Lübeck ist einheitliche Bekämpfung auf Grund einer allgemeinen Versicherung eingeführt.

Baulich von besonderer Bedeutung ist in der heutigen Zeit die Entwicklung von Brandschutzdecken aus Holz, über die Dipl.-Ing. Erdmann sprach. Die Versuche mit verschiedenen Deckenbelägen, über die bereits auf der vorigen Holztagung berichtet wurde, sind im letzten Jahr weitergeführt worden; dabei ist die Versuchsordnung den Verhältnissen eines Brandes im Dachstuhl angepaßt worden. Über die fehlbodenlose Holzbalkendecke mit Blendboden wurde eine Bitumenpappe gelegt und darüber 6 cm Lehmschlag bzw. 6 cm Gips-schlackenplatten. Die Feuereinwirkung betrug 30 min. Der Lehm zeigte nach der Prüfung oberflächlich die Merkmale schwachgebrannter Ziegel, während die Gipsplatten an der Oberfläche mürbe geworden waren. Die Decke selbst war unversehrt.

Bei dem zweiten Versuch war über dem Lehm und den Gips-schlackenplatten 3 cm Estrich oder 2,5 cm Klinker in Zementmörtel aufgebracht. Die Feuerbeanspruchung wurde auf 180 min erhöht. Der Zementestrich war teilweise bis 5 mm Tiefe mürbe geworden, während die Klinker in Richtung der Fugen gerissen, sonst aber unbeschädigt waren. Auch bei dieser lange andauernden Prüfung hatte der Belag die Decke geschützt.

Neben der Widerstandsfähigkeit gegen Feuer sollen die Decken über dem obersten Vollgeschos auch gegen das Durchschlagen eines Fallkörpers gesichert sein. Hierbei spielt die Härte des Deckenbelages eine wesent-

liche Rolle. Versuche wurden mit Stahlblech, Klinker- und Lehmauflagen unternommen. Das Ziel der Arbeiten, die z. Z. der Entwicklung von bewährten Deckentypen dienen und noch fortgesetzt werden, geht dahin, Deckenbeläge von möglichst geringem Gewicht zu ermitteln, die möglichst billig herzustellen sind. Am besten hat sich in dieser Hinsicht bis jetzt ein Belag aus einer 65 mm dicken Klinkerschicht erwiesen.

Die drei letzten Vorträge von Bergassessor Schultze-Rhonhof, Ingenieur Kaufmann und Dr.-Ing. Metz befaßten sich mit der Untersuchung über die Brennbarkeit von Holz bzw. mit der Beurteilung der Prüfverfahren. Die Wirksamkeit der einzelnen Schutzmittel ist sehr verschieden. Bemerkenswert ist, daß ungeknickte Grubenstempel von 15 bis 20 cm Durchm. dem Feuer auch ohne Behandlung mit Feuer-

schutzmitteln einen größeren Widerstand bieten, als man annehmen möchte. Sind solche Stempel mit einem wirksamen Feuerschutzmittel getränkt, so halten sie einem voll entwickelten Streckenbrand, dessen Flammen sie von allen Seiten umgeben, über eine Stunde lang stand, ohne selbst zu entflammen.

Die Tagung sollte, wie eingangs Oberlandforstmeister Dr.-Ing. ehr. Gernlein betonte, von dem Gang der Arbeiten im abgelaufenen Jahre, von den erstrebten und erreichten Zielen Zeugnis ablegen, sie sollte aber gleichzeitig neue Anregungen und Arbeitshinweise geben und zu ihrem Teile beitragen zum vollen Gelingen des großen Werkes des Führers, der Erkämpfung der Rohstofffreiheit der deutschen Wirtschaft.

Dr.-Ing. habil. W. Stoy.

Vermischtes.

Dr. Fritz Emperger 75 Jahre alt. Am 11. Januar 1937 wird Herr Oberbaurat Dr. Fritz Emperger sein 75. Lebensjahr vollendet haben. Seinen Werdegang und seine großen Verdienste um das Eisenbetonfach haben wir in der „Bautechnik“ 1932, Heft 2, S. 26, eingehend gewürdigt, so daß wir uns heute darauf beschränken können, unsere Leser auf unsere damaligen Ausführungen hinzuweisen. Dem Jubilar aber wünschen wir aufrichtig weiterhin gute Gesundheit und Rüstigkeit für sein unermüdetes Schaffen und Wirken zum Nutzen des Eisenbetonfaches.

Direktor H. Fischmann 60 Jahre alt. Am 1. Januar 1937 vollendete Herr Direktor Dr.-Ing. H. Fischmann sein 60. Lebensjahr. Die Bedeutung und Wertschätzung, deren er sich in weiten Kreisen der deutschen Stahlindustrie erfreut, rechtfertigen eine kurze Würdigung seiner Persönlichkeit und seines Schaffens.

Nach seinem Studium war Dr. Fischmann bei dem Zivilingenieur Baurat Taaks in Hannover tätig. Nach weiterer beruflicher Ausbildung wurde er Leiter des Statischen Büros des Stahlwerks-Verbandes, Düsseldorf. In dieser Zeit entstand seine bekannte Arbeit „Die Normalprofile für Formelsen, ihre Entwicklung und Weiterentwicklung“, und es erschien auch erstmalig das beliebte Handbuch „Stahl im Hochbau“. Nach erfolgreicher Tätigkeit für die planmäßige Eisenversorgung Deutschlands im Kriege wurde Dr. Fischmann 1917 Geschäftsführer des Deutschen Eisenbau-Verbandes. Als solcher sah er sich vor die harte Aufgabe gestellt, den Verband durch die Fähigkeiten vieler Schwierigkeiten und Hemmungen zu führen, lebenskräftig zu erhalten und weiter auszubauen. In harmonischer Zusammenarbeit mit dem damaligen Vorsitzenden, Geh. Baurat Dr. Carstanjen, ist es ihm gelungen, dieses Ziel zu erreichen. Auch um die technisch-wissenschaftliche Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes (wie er später genannt wurde) hat sich Dr. Fischmann, der viele Jahre dem „Ausschuß für Versuche im Stahlbau“ angehörte und auch in den daraus entstandenen „Deutschen Ausschuß für Stahlbau“ berufen wurde, große Verdienste erworben. Manche wissenschaftliche Frage, die die Praxis unmittelbar berührte, ist von ihm vorbereitend geklärt worden. Als einer der ersten Stahlbauingenieure hat er schon frühzeitig die Berechnung der stählernen Druckstäbe auf Knickung durch Zusammenstellung der Einzelarbeiten aufgegriffen. Die Schriftleitung der Fachzeitschriften „Der Eisenbau“ und „Der Bauingenieur“ lagen längere Zeit mit in seinen Händen.

1923 trat Dr. Fischmann in die bekannte Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. in Grünberg/Schl. ein, die unter seiner festen Leitung auch die schwerste Wirtschaftskrise überstand und zielbewußt weiterentwickelt wurde. Die glückliche Lösung mancher Aufgaben verdankt Dr. Fischmann seinem umfassenden Wissen und seinen Erfahrungen auf industriellen und wirtschaftlichen Gebieten, auf denen er über seine eigentliche Berufstätigkeit hinaus den allgemeinen Zielen der Industrie vorbildlich gedient hat. Der Dank der Wissenschaft wurde ihm vor einigen Jahren durch Ernennung zum Ehrensensator der Technischen Hochschule Breslau zum Ausdruck gebracht: zugleich lag darin die Anerkennung für die segensreichen Auswirkungen seiner Tätigkeit für das schlesische Grenzland.

Möge sich die Hoffnung der Verehrer Dr. Fischmanns erfüllen, daß er sein großes Wissen und Können auch weiterhin in den Dienst der Allgemeinheit stellt.
Dr. Oelert.

III. Teilbericht über den II. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Berlin-München 1936. Dynamische Beanspruchungen¹⁾. Die Frage der dynamischen Beanspruchungen wurde auf dem Kongreß nicht zusammenhängend, sondern bei den einzelnen Fachgebieten getrennt behandelt. Die Ergebnisse sind folgende:

A. Stahlbau.

1. Geschweißte Stahlbauten. Die Dauerfestigkeit von Stumpfnahtverbindungen wird wesentlich erhöht, wenn die Nahtwurzel nach Ausräumen der Schlacke usw. nachgeschweißt wird und wenn allmähliche Übergänge vom Mutterwerkstoff zur Schweißung hergestellt werden. Bei Stirnkehlnähten und bei beginnenden Flankennähten ist die Dauerfestigkeit wesentlich geringer als bei durchlaufenden Kehlnähten. Dies bedingt, daß an solchen Stellen auch im Mutterwerkstoff die zulässige Spannung herabgesetzt werden muß. Bei dynamisch beanspruchten Bau-

werken sollten unterbrochene Nähte und Schlitznähte vermieden werden. Bei Kehlnähten ist das Durchschweißen bis in die Wurzel besonders wichtig. Durch Schaffen eines allmählichen Übergangs an der Oberfläche vom Mutterwerkstoff zur Schweißung kann die Dauerfestigkeit bei Stirnkehlnähten und beim Beginn von Flankennähten wesentlich gesteigert werden.

Zur Berücksichtigung der Wertigkeit der Schweißnähte selbst und der Bauteile in unmittelbarer Nähe der Schweißnähte sind in den neuen Vorschriften für vollwandige geschweißte Eisenbahnbrücken Abminderungswerte eingeführt, die im wesentlichen abhängig sind von der Art, Lage und Ausführung der Schweißnaht. Die bauliche Durchbildung der geschweißten vollwandigen Eisenbahnbrücken ist durch diese, auf Grund von Versuchen notwendigen Abminderungswerte stark beeinflusst worden.

2. Genietetete Stahlbauten. Versuche haben gezeigt, daß in Nietverbindungen die Schwingungswerte der Last, die oftmals auftreten darf, beim Wechsel zwischen Zug- und Drucklasten erheblich größer ist, als wenn nur Zuglasten wirken; ferner, daß die Schwingungswerte für Nietverbindungen mit $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,5 : 0,8$ größer ist als mit $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 2,5 : 0,8$.

Bei oftmals wiederholter Last können Niete durch Biegebewehrungen zerstört werden. Über Vorteile, die bei Nietverbindungen durch besondere Verfahren zur Erlangung höherer Klemmspannungen und dadurch bedingte geringe Nietenverschiebungen erreicht werden können, sind Versuche im Gange.

3. Berücksichtigung der Plastizität. Hier bestehen für veränderliche Belastung noch keine Versuche von allgemeiner Bedeutung, jedoch haben Dauerversuche für Vollwandträger ohne größere Kerben gezeigt, daß die bleibenden Verformungen eines durchlaufenden Trägers mit gleichen Einzelspannungswerten auch bei sehr vielen Belastungen und bei wechselnder Belastung einem endlichen Grenzwert zustreben. Weitere Versuche darüber sind im Gange.

Es ergibt sich ferner, daß die Bemessung statisch unbestimmter Tragwerke unter Berücksichtigung der Plastizität (Traglastverfahren) zunächst auf solche Tragwerke zu beschränken ist, für die eine Rücksichtnahme auf die Dauerfestigkeit des Werkstoffs nicht in Frage kommt.

B. Eisenbetonbau.

Bis jetzt liegen nur Untersuchungen an Platten und Balken vor. Sie zeigen, daß die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen oftmals wiederkehrende Lasten bei Druck, Zug und Biegung mindestens die Hälfte der beim gewöhnlichen Bruchversuch auftretenden Festigkeit erreicht. Treten noch ruhende Lasten auf, so werden die Grenzen der bewegten Lasten, die noch beliebig oft ertragen werden können, kleiner. Stähle mit hoher Streckgrenze sind besonders dann von Nutzen, wenn vorwiegend ruhende Lasten aufgenommen werden müssen.

C. Baugrund.

Hier handelt es sich darum, durch dynamische Belastungen des Baugrundes mit größerer Sicherheit Schlüsse auf seine Tragfähigkeit zu ziehen, als dies durch Probelastungen mit ruhenden Lasten möglich ist, und zwar nach zwei Richtungen hin.

1. Die Bestimmung einer gewissen Federkonstanten durch dynamische Probelastungen zeigt, daß diese Federkonstante bei den verschiedenen Bodenarten ungefähr in demselben Verhältnis wächst wie die auf Grund der bisherigen Erfahrungen zulässigen Bodenbeanspruchungen.

2. Die Bestimmung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit erzwungener elastischer Wellen gestattet auf Grund des hierbei sich ergebenden Setzungsverlaufs als Funktion der Erregerfrequenz eine sicherere Voraussage für den Setzungsverlauf des auszuführenden Bauwerks als die rein statische Probelastung.
Dr.-Ing. Krabbe.

INHALT: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1936. — Schwierige Erdarbeiten beim Bau der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals am Rlenbach bei Senden. — Bau eines Schlammfahrbehälters von 2500 m³ Inhalt. — Bericht über die 5. Holztagung 1936. — Vermischtes: Dr. Fritz Emperger 75 Jahre alt. — Direktor H. Fischmann 60 Jahre alt. — III. Teilbericht über den II. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Berlin-München 1936.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ I. Teilbericht s. Bautechn. 1936, Heft 51, S. 737; II. Teilbericht Bautechn. 1936, Heft 54, S. 793.