

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 28. August 1931

Heft 37

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Sandentladebrücken im oberschlesischen Steinkohlenbergbau.

Von Regierungsbaumeister Lugscheider, Hindenburg O.-S. und Dipl.-Ing. Walter, Gleiwitz O.-S.

Die vor rd. 30 Jahren von der damaligen Königlichen Bergwerksdirektion Hindenburg O.-S. zum Zwecke der Verringerung der Abbauverluste angestellten Untersuchungen führten dazu, das Spülversatzverfahren in Oberschlesien in umfangreichem Maße einzuführen. Es wurde neben sonstigen erforderlichen Einrichtungen in den Jahren 1902 bis 1904 eine zunächst 13 km lange Schleppbahn zum Heranschaffen des Versatzmaterials erbaut, die in den Jahren 1908/09 um 2 km und in den Jahren 1926 bis 1929 um weitere 5 km verlängert wurde.

Der Abbau geschah früher, abgesehen von einigen wenigen Betriebspunkten, die mit trockenem Bergeversatz arbeiteten, durchweg nach dem

Längsmittlebene des Wagens liegende Welle drehen können. Diese Welle ist in den mit den Seitenwänden einen steifen Rahmen bildenden Kopfwänden gelagert und wird vom Untergestell mit abgehoben, wenn der Kasten senkrecht gehoben wird. Die beiden Bodenklappen, die auf Gleitflächen abgestützt sind, nehmen beim Heben des Wagenkastens eine mehr und mehr geneigte Stellung ein und bilden so eine sattelförmige Rutschfläche, auf der das Ladegut abgleiten kann.

Das Anheben des Wagenkastens geschieht mit Hilfe von zwei an der Entladestelle zu beiden Seiten des Gleises angeordneten Führungsschienen (Führungsbahn) während der gleichmäßigen Fortbewegung des

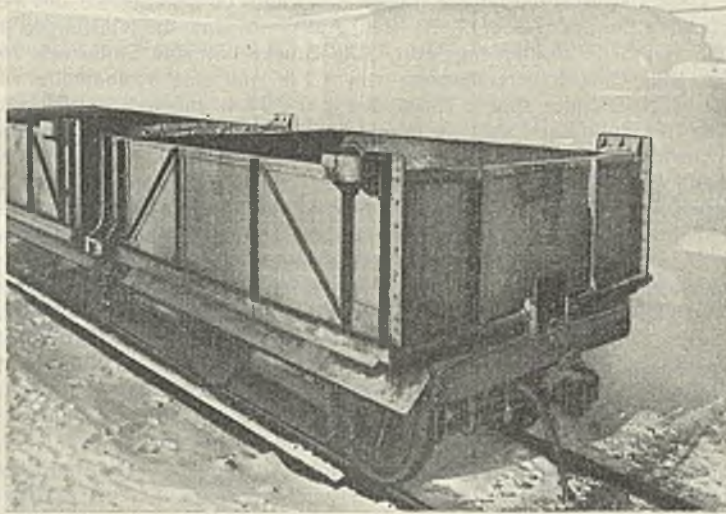


Abb. 1.

Selbstentladewagen nach van der Zypen & Charlier.

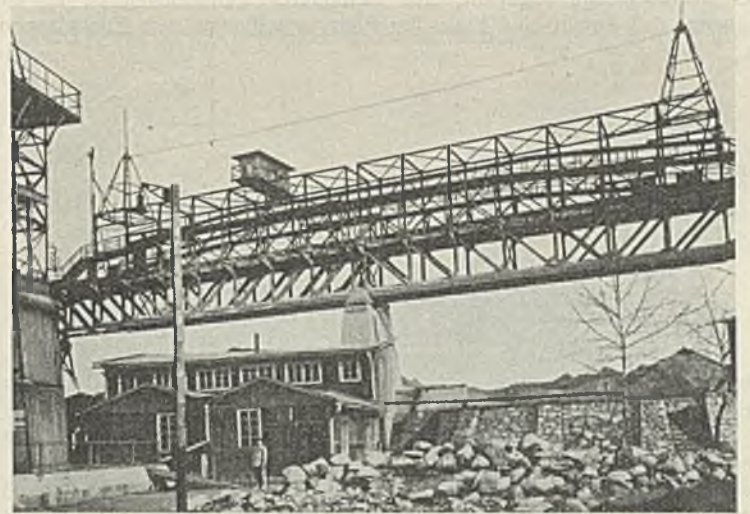


Abb. 2. Die Mittelöffnungen der Sandentladebrücke bei Glückaufschacht mit dem Auflaufschienengerüst.

Verfahren des damals für Oberschlesien typischen streichenden Pfeilerbaues ohne Bergeversatz, das bei Flözen von größerer Mächtigkeit erhebliche Abbauverluste mit sich führt, weil es bei der erheblichen Höhe der Pfeiler nicht gelingt, die Kohle rein abzubauen. Die zurückbleibenden Abbaureste erzeugen Kohlenbrand, der häufig zum Stehenlassen einzelner Kohlenpfeiler zwingt und somit seinerseits die Abbauverluste noch weiter steigert. Ein weiterer Nachteil dieses Abbauverfahrens ist darin zu erblicken, daß es nur dort verwendbar ist, wo die Oberfläche schonungslos zu Bruche gebaut werden kann.

Man war sich von vornherein darüber klar, daß bei der zu erbauenden Sandbahn ein typischer Fall für die Anwendung von Selbstentladewagen vorlag und daß von einer guten Lösung der Bauart dieser Wagen die Wirtschaftlichkeit des Gesamtunternehmens wesentlich beeinflusst werden würde. Die damalige Königliche Bergwerksdirektion entschloß sich, den von der Eisenbahnwagen- und Maschinenfabrik van der Zypen & Charlier vorgeschlagenen Selbstentladewagen (DRP. 150 934) einzuführen, dessen Bauart von den sonst benutzten Selbstentladewagensystemen wesentlich abweicht.

Der Wagen besitzt einen Kasten aus senkrechten Kopf- und Seitenwänden ohne Türen oder Klappen und einen ebenen waagerechten Boden. Dieser besteht aus zwei Klappen, die sich um eine in der

Sandzuges dadurch selbsttätig, daß die an dem Wagenkasten auf den beiden Längsseiten nach außen vorragenden Rollen (Abb. 1) auf die Führungen auflaufen (Abb. 2). Die Führungsbahn besteht aus den 11,176 m langen, 1:10 geneigten Auf- und Ablaufschienen und dem 6 m langen, waagrecht liegenden Mittelstück, letzteres, damit der Wagenkasten einige Sekunden in abgehobener Stellung verbleibt und der Sand genügend Zeit zum Auslaufen hat. Die Entladung des Sandzuges geschieht also vollkommen selbsttätig ohne Eingriff oder Beihilfe von außen. Damit der Wagenkasten vom Untergestell auch nach dem Abheben von ihm noch mitgenommen wird und sich wieder in die richtige Lage auf das Untergestell aufsetzt, sind beide durch Lenker miteinander verbunden¹⁾.

Die Sandentladebrücke bei Glückaufschacht wurde, um Zeit zu sparen, als normale Eisenbahnbrücke gebaut, ehe noch eine Entscheidung darüber

gefällt war, welches Entladesystem für die Wagen gewählt werden würde. Nachdem im Laufe der Versuche van der Zypen & Charlier seine Konstruktion herausgebracht hatte, wurden die Auflaufschienen der gesamten Tragkonstruktion (Abb. 2) nachträglich über den beiden Mittelöffnungen dieser Brücke eingebaut (Abb. 3).

Bei der Entladebrücke Glückaufschacht handelt es



Abb. 3. Die Sandentladebrücke bei Glückaufschacht. (Gesamtansicht.)

¹⁾ Glückauf, Berg- und Hüttenmännische Zeitschrift, Jahrgang 42, Nr. 19 u. 20.

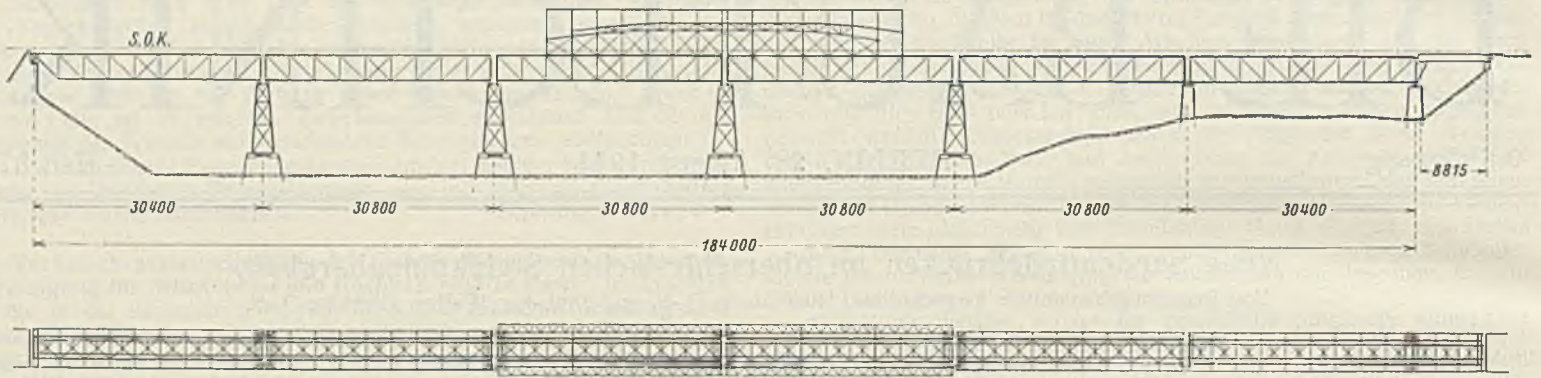


Abb. 4. Die Sandentladebrücke bei Glückaufschacht. (System-Skizze.)

sich um einen eisernen Viadukt mit sechs Öffnungen, die durch Fachwerkträgerbrücken von je 30 m Stützweite überspannt werden (Abb. 4). Die Fahrbahn liegt auf dem Obergurt. Der sich über zwei Öffnungen erstreckende, nachträglich angebrachte 47,5 m lange eiserne Überbau trägt die für die Entladung erforderlichen Führungsschienen. Seine Abmessungen sind den Anforderungen des Entladebetriebes und dem Ladeprofil der Sandbahnzüge angepaßt. Als besonderes Kennzeichen ist zu erwähnen, daß Anfang und Ende der Führungsschienen zum Hochklappen

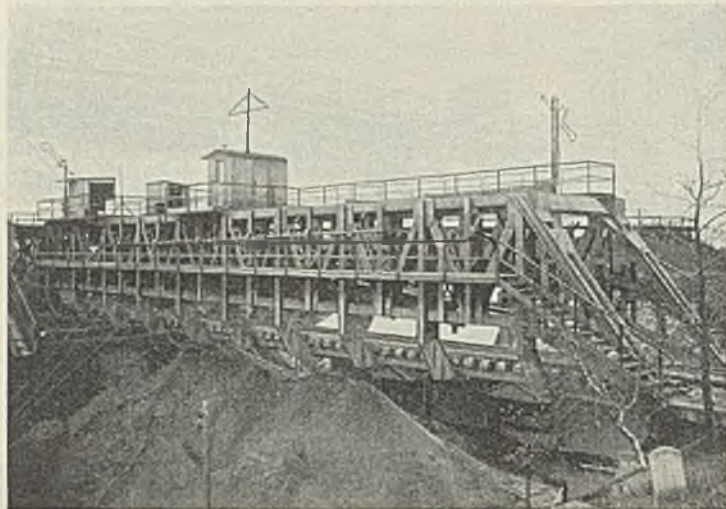


Abb. 5. Die Sandentladebrücke auf dem Westfelde der Königin-Luise-Grube. (Ansicht.)

eingerichtet sind, damit die Sandbahnzüge auch über die Brücke fahren können, ohne daß ein Entladen des Zuges stattfindet.

Die Brücke hat den Nachteil, daß die Konstruktionsteile des Haupttragwerkes unterhalb der Fahrbahn liegen. Der untere Teil der Fachwerkträger liegt daher sehr häufig im feuchten Sand und ist dem Verrotten stark ausgesetzt. Auch die Zwischenglieder (Ständer und Diagonalen) werden von dem ausfließenden Sande getroffen, so daß der Schutzanstrich rasch zerstört wird und das Eisenwerk starkem Verschleiß

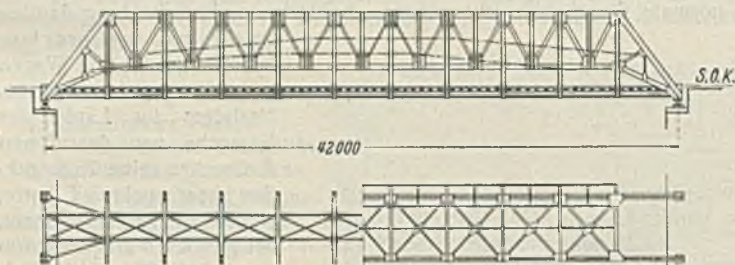


Abb. 6. Die Sandentladebrücke auf dem Westfelde der Königin-Luise-Grube. (System-Skizze.)

ausgesetzt ist. Die Unterhaltungskosten der Brücke sind daher ungewöhnlich hoch. Da die Brücke in einem den Einflüssen des Bergbaues stark unterworfenen Gebiete liegt, treten Auflagersenkungen ein, die infolge des sich über zwei Öffnungen erstreckenden eisernen Überbaues bewirken, daß die Führungsbahn für die Sandwagen fast stets in der Mitte einen Knick aufweist. Von Nachteil sind auch die kleinen, aus konstruktiven Gründen bedingten Durchflußöffnungen in der Fahrbahn, da sich dort der Sand, besonders im Winter, staut.

Als im Jahre 1908/09 die Sandförderbahn um 2 km nach dem Westfelde der Königin-Luise-Grube ausgebaut wurde, errichtete man über dem neuen Spülschacht eine Sandentladebrücke, die von Baurat Karl Bernhard, Berlin²⁾ entworfen wurde (Abb. 5 u. 6). Es handelt sich um eine Fachwerkbrücke mit parallelen Gurtungen der Hauptträger, die jedoch über der Fahrbahn angeordnet sind. Hierdurch ist erreicht worden, daß die Haupttragkonstruktion der Brücke nur wenig in den Bereich des ausfließenden Sandes gelangt. An den Auflagern sind die Gurtungen in Höhe von S. O. zusammengeführt. Die Brücke hat eine Stützweite von 42 m, eine Hauptträgerentfernung von 4,2 m und eine Systemhöhe von 3,5 m. Die Ständer sind in Abständen von 3,75 m angeordnet. Sie sind bis in die Höhe der Fahrbahn heruntergezogen und durch Querträger so miteinander verbunden, daß sich nach unten gekehrte Halbrahmen ergeben, die in der Obergurtebene durch den Windverband ausgesteift werden. Der Obergurt der Brücke liegt 4,9 m, der Untergurt 1,4 m über der Fahrbahn. Die Diagonalen sind fallend und steigend angeordnet. Zwischen den an jeden zweiten Ständer angehängten Querträgern liegen in Abständen von 1,7 m die 3,75 m (am Endfeld 4,125 m) langen Längsträger. Zwischen den Längsträgern ist der Schlingerverband angeordnet.

Der Vorteil dieser Brücke liegt vor allem darin, daß bei ihr die Tragkonstruktion oberhalb der Fahrbahn angeordnet ist und daher die Haupttragglieder besser zu unterhalten sind als bei der Brücke am Glückaufschacht. Als weiterer Vorteil ist die Befestigung der Führungsschienen an der Tragkonstruktion der Brücke anzusehen. Hierdurch ist einerseits ein geringeres Konstruktionsgewicht gegenüber der Anordnung eines besonderen Überbaues möglich, und andererseits bleiben Auflagersenkungen ohne Einfluß auf den gegenseitigen Abstand von Führungsbahn und Fahrbahn.

Der Hauptträgerabstand von 4,2 m hat sich jedoch im Betrieb als zu klein herausgestellt, denn der Untergurt der Brücke wird trotz seiner Lage oberhalb der Fahrbahn in Brückenmitte teilweise vom Sand getroffen. Außerdem bilden die zehn vorhandenen, innenliegenden Querträger der Brücke und die mit diesen verbundenen 20 Ständer eine nachteilige Hemmung für den ausfließenden Sand, und zwar besonders im Winter, wenn der Sand gefroren ist. Entgleisungen der Wagen und Beschädigungen der Brückenkonstruktion sind hierdurch wiederholt hervorgerufen worden. Der Schlingerverband mit einer Systemhöhe von nur 1,7 m genügt nicht, den Wind und die beim Befahren der Brücke und Entladen der Wagen auftretenden waagerechten Kräfte aufzunehmen. Die Fahrbahn schwingt seitlich leicht aus. Ein weiterer Nachteil besteht auch darin, daß die waagerechten Kräfte erst durch die Querrahmen nach dem oberen Windverband geleitet werden und nicht auf geradem Wege nach den Auflagern gelangen. Schließlich tritt noch als ungünstiger Umstand hinzu, daß keine einfachen Stabquerschnitte für die Tragkonstruktion gewählt worden sind, so daß die Verstärkung einzelner Glieder nur sehr schwer durchführbar ist.

Mit diesen Ausführungen soll die Bernhardsche Konstruktion nicht herabgesetzt werden. Sie stellte zur Zeit ihrer Aufstellung im Jahre 1910 unbedingt einen wesentlichen Fortschritt gegenüber den bis dahin bekannt gewordenen Konstruktionen von Entladebrücken dar. Die angeführten Nachteile sind erst durch die im Betriebe gesammelten Erfahrungen festgestellt worden.

In den Jahren 1926 bis 1929 wurde die Sandtransportbahn um weitere 5 km verlängert, um auch die Guidogrube und die Delbrückschächte an die Sandfelder anzuschließen. Dies machte den Bau von zwei neuen Sandentladebrücken erforderlich, die die Vorzüge der alten Brücke und die Fortschritte auf dem Gebiete des Brückenbaues in sich vereinen sollten.

Es war bei den neuen Brücken zu beachten, daß der Abstand der Hauptträger genügend groß gewählt wurde, daß die Fahrbahn in Rücksicht auf den Sandauslauf von hindernden Gliedern möglichst freil sein

²⁾ Z. d. Vdl., Bd. 54, 1910, S. 49.

mußte, und daß die Rahmen bei Anwendung der Bernhardschen Konstruktion als geschlossene Rechteckrahmen auszubilden waren. Auch sollten für die neuen Brücken möglichst einfache Querschnitte gewählt werden, die späterhin leicht Verstärkungen zulassen.

Die Sandwagen der Preußag haben, wie bereits oben gesagt, den verhältnismäßig kleinen Inhalt von 12,5 m³. Trotzdem mußte ihre Verwendung bei den neuen Brücken zunächst beibehalten werden. Andererseits durfte bei dem Entwurf der neuen Brücken der Umstand nicht außer Acht gelassen werden, daß man allgemein bestrebt ist, das Fassungsvermögen der Wagen mehr und mehr zu vergrößern. Als vorläufiges Endziel wird die Verwendung eines Wagens von 100 t Tragkraft angesehen werden können.

Rückfragen bei der Firma van der Zypen & Charlier ergaben 40 t als Großinhalt des vorhandenen Wagentyps. Die Anordnung und Befestigung der Führungsschienen mußte daher bei den neuen Brücken so gewählt werden, daß diese späterhin leicht abgeändert bzw. versetzt werden können.

Ob tatsächlich ein Sandwagen nach der Konstruktion von van der Zypen & Charlier später verwendet werden wird, ist noch nicht entschieden.

Während daher einerseits von den beiden neuen Entladebrücken die beiden Bedingungen erfüllt sein mußten, daß die jetzt vorhandenen Sandwagen entladen und daß bei späterer Verwendung von größeren van der Zypen-Wagen die Führungskurven leicht abgeändert werden können, trat andererseits als dritte Bedingung hinzu, daß überhaupt jeder Selbstentladewagen leicht auf der Brücke entladen werden kann und nennenswerte Konstruktionsänderungen dadurch nicht erforderlich werden. Ob sich beim Selbstentladewagen die Entladung nach der Seite oder nach der Mitte zwischen den Schienen als zweckmäßiger erweisen wird, wird ebenfalls erst die Zukunft zeigen. Auf jeden Fall aber mußte auch dieser Umstand beim Entwurf der Brücken berücksichtigt werden.

In statischer Hinsicht war zu beachten, daß etwaige durch einseitige Auflagersenkungen hervorgerufene Zusatzkräfte keine Überbeanspruchungen in den Brückengliedern hervorrufen.

Für diese neuen Entladebrücken wurden der Preußag eine größere Anzahl von Vorschlägen unterbreitet, von denen sich einige an die Konstruktion der Entladebrücke des Westfeldes bei teilweiser Vermeidung ihrer Nachteile angelehnt haben, andere aber neue Wege zeigten, um möglichst alle gestellten Bedingungen zu erfüllen.

Von B. Walter, Gesellschaft für Ingenieurbau in Gleiwitz, wurde eine Bogenträgerbrücke vorgeschlagen (Abb. 7). Über einem Zweigelenkbogen, der als Blechträger ausgebildet sein sollte, ist die Fahrbahn angeordnet. Der aus einem besonderen Fachwerkträger bestehende Aufbau ist über den Auflagerpfosten verlagert und steht mit der Hauptträgerkonstruktion in unmittelbarer Verbindung.

Dieser Entwurf hat den Nachteil, daß die Konstruktion statisch unbestimmt ist. Ein Nachgeben der Auflager würde eine Erhöhung der Beanspruchung der Bogenträger zur Folge haben. Aus diesem Grunde wurde von Walter ein zweiter Entwurf ausgearbeitet, bei dem anstelle der Zweigelenkbogenbrücke eine Gerber-Fachwerkträgerbrücke gewählt ist (Abb. 8). Die Führungsschienen werden wiederum in einem besonderen eisernen Überbau untergebracht, der statisch bestimmt auf der eigentlichen Tragkonstruktion der Brücke verlagert ist. Zwischen den Kragenden der beiden seitlichen Fachwerkträger ist eine 16 m lange Blechträgerbrücke eingehängt. In Fig. 3 der Abb. 8 ist dargestellt, daß Senkungen der Auflager ohne Einfluß auf die Stabkräfte der Tragkonstruktion bleiben. Die Darstellung der Einsenkungen ist übertrieben gezeichnet. Wenn auch in Wirklichkeit die infolge von Senkungen (verursacht durch Bergbau) möglicherweise eintretenden Verschiebungen der Gelenkpunkte des Blechträger-Brückenanschlusses nur gering sind, so ist doch die genaue Einhaltung des Abstandes zwischen der Fahrschiene und der Auflaufschiene nicht gewährleistet. Daher konnte auch dieses System nicht gewählt werden. Neben den Hauptfachwerkträgern sind besondere äußere Fachwerkträger im Abstände von 1,65 m angeordnet. Zwischen beiden Trägern liegen die waagerechten Verbände. Die Verbindung zwischen den beiden 1,6 m auseinanderliegenden Hauptträgern sollte durch gelenkig angeschlossene Zwischenträger geschehen. Bei diesem Entwurf ist die Benutzung aller Wagentypen möglich, ohne daß späterhin außer einem etwaigen Entfernen des Überbaues noch weitere Änderungen erforderlich werden. Nachteilig ist die verhältnismäßig tiefe Lage der Hauptlager, denn es besteht die Gefahr, daß sie vom Sand leicht zugeschüttet werden. Aus den angegebenen, bereits oben angeführten Gründen konnte jedoch dieser an sich interessante Entwurf nicht berücksichtigt werden.

Von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, wurde zunächst ein Entwurf eingereicht, der sich fast ganz an die Konstruktion der Westfeldbrücke anlehnt (Abb. 9) und für den Abstand der Hauptträger eine Entfernung von 4,2 m annimmt, nur daß der Untergurt der Brücke 2,05 m über der Fahrbahn liegt. Die Systemhöhe ist mit 4,5 m angenommen, um die Anwendung von Fahrstraht-Lokomotiven zu ermöglichen. Der Abstand der Querträger ist gegenüber der Westfeldbrücke auf 4,2 m vergrößert.

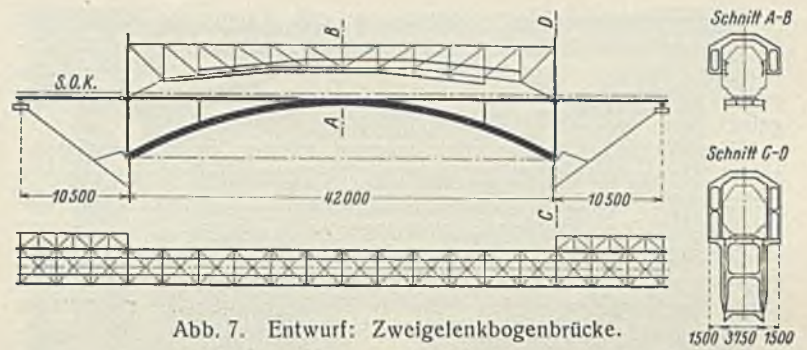


Abb. 7. Entwurf: Zweigelenkbogenbrücke.

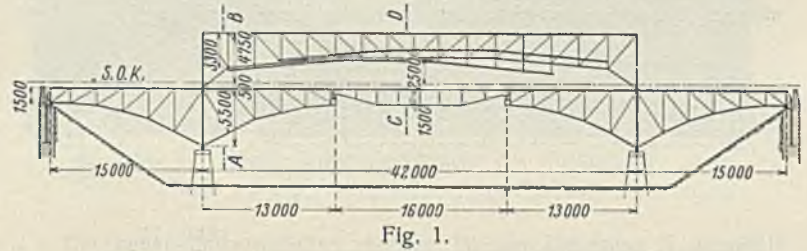


Fig. 1.

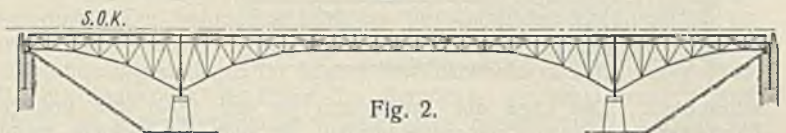


Fig. 2.

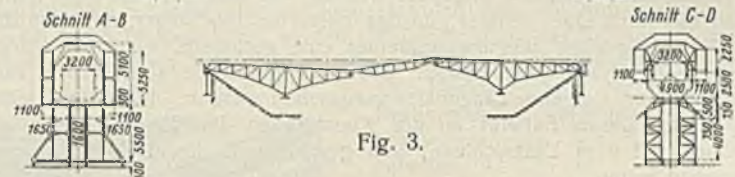


Fig. 3.

Abb. 8. Entwurf: Gerber-Fachwerkträgerbrücke.

Dieser Entwurf wurde unter Zugrundelegung der jetzt vorhandenen Entladewagen aufgestellt. Er läßt daher eine spätere Verwendung größerer Wagen nicht zu.

Die Erörterungen mit dem Maschinendirektor der Steinkohlenbergwerke Hindenburg O.-S., als dem zuständigen Dezernenten der Preußag, auf dessen langjährigen betrieblichen Erfahrungen die Beseitigung der Nachteile der vorhandenen Brücken und die Einführung betrieblich zweckmäßiger Neuerungen der jetzigen Brücken beruhen, führten dazu, den Abstand der Haupt- und Querträger größer zu wählen. Die Firma Beuchelt & Co. hat daraufhin einen zweiten Entwurf ausgearbeitet (Abb. 10),

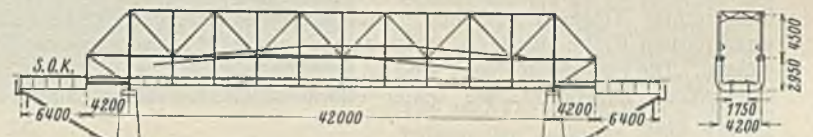


Abb. 9.

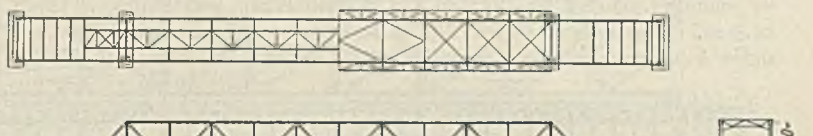


Abb. 10.

bei dem die Querträgerentfernung 8,4 m beträgt. Da die Feldweite der Hauptträger 4,20 m ist, wird jeder zweite Ständer nach unten durchgeführt. Der Abstand der Hauptträger ist auf 5 m vergrößert, um das lichte Raumprofil der Reichsbahn einzuhalten. Im übrigen weist dieser Entwurf keine besonderen Merkmale gegenüber der Westfeldbrücke auf; nur anstelle der bei der Westfeldbrücke vorhandenen oberen leichten Querträgeraussteifungen sind Aussteifungsblechträger getreten.

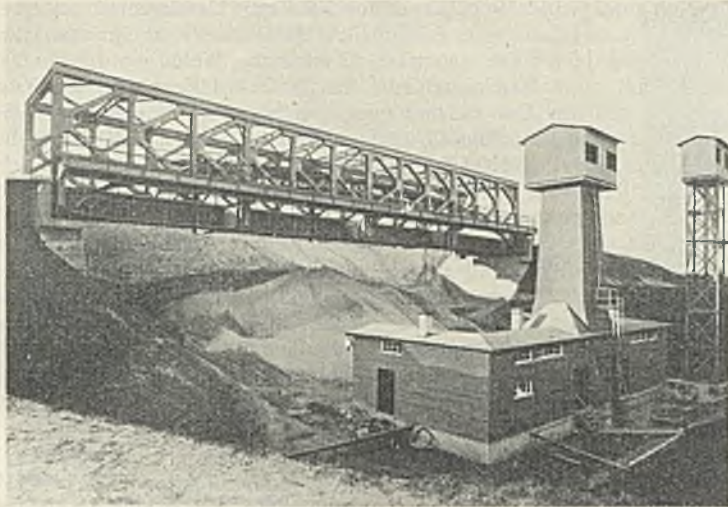


Abb. 14. Neue Sandentladebrücke Delbrückschacht mit Spülschacht.

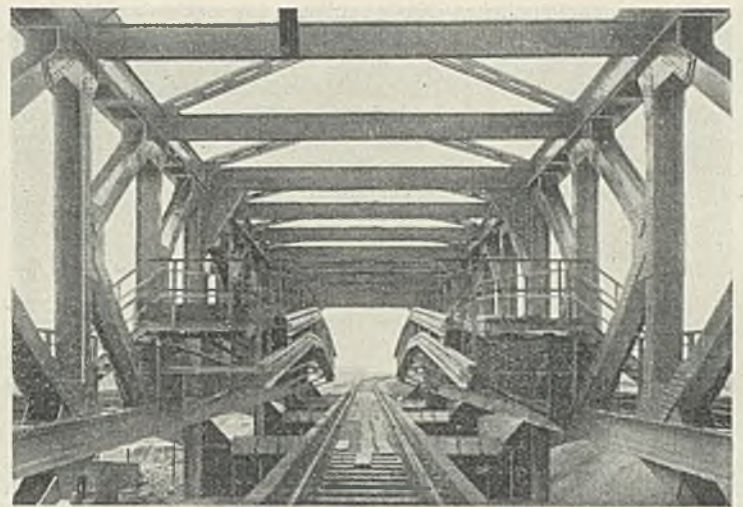


Abb. 15. Neue Sandentladebrücke bei Guidogrube. Blick auf die Auflaufschienenkonstruktion.

wenn in Zukunft Selbstentladewagen für Entladung zwischen den Schienen verwendet werden sollten.

Auf der Außenseite des Untergurtes sind 2,5 m hohe, waagrecht liegende Fachwerkträger angeordnet, die die waagerechten Kräfte aus dem Schlingerverband und die Windkräfte auf den unteren Brückenteil aufzunehmen im Stande sind. Gleichzeitig bilden sie die Tragkonstruktion für einen Laufsteg.

Die Entladeschienen sind an 2,57 m weit auskragenden Konsolen befestigt (Abb. 12), und zwar in der Weise, daß die obere Führungsschiene leicht verschoben werden kann, falls größere von der Zypen-Wagen später Verwendung finden. Auf den Konsolträgern ist ebenfalls ein Laufsteg angeordnet. Die durch die Konsolen hervorgerufenen waagerechten Schübe werden sowohl durch den im Untergurt angeordneten waagerechten Träger als auch durch den im Obergurt liegenden Windverband aufgenommen. Zu diesem Zweck sind die Ständer biegungssteif ausgebildet.

Die Querschnitte für die Glieder der Entladebrücken sind so gewählt, daß etwa notwendig werdende Verstärkungen jederzeit leicht durchgeführt werden können.

In den Abb. 14 bis 16 ist die fertige Brücke dargestellt. Die konstruktive Gestaltung der Brücke und das gewählte K-System wirken günstig.

Als Baustoff wurde für die Brücken Flußstahl St 37 mit 0,25 % Kupferzusatz vorgeschrieben. Als Farbanstrich wurde ein rauchgasfester stahlblauer Farbton nach den Vorschriften der DRB für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (F.A.E.) gewählt, der von der Firma Strahl & Walter, Breslau, geliefert wurde.

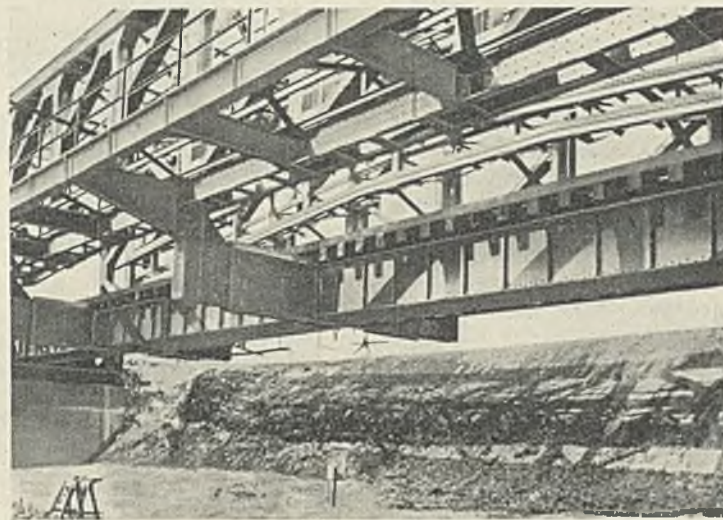


Abb. 16. Neue Sandentladebrücke. Blick von unten auf die Hauptträger.

Die neuen Entladebrücken wurden für den Lastenzug N der DRB berechnet. Die besonderen Einflüsse des Entladebetriebes wurden gesondert berücksichtigt. Im übrigen waren die von der DRB aufgestellten „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)“ maßgebend. Da mit Senkungen als Folge des Bergbaues gerechnet werden muß, wurde als außergewöhnlicher Belastungsfall angenommen, daß eine ungleichmäßige Senkung der Auflager eintreten und ein Auflager bis zu 3,5 cm frei schweben kann, so daß eine Verdrehung der Brückenendquerschnitte um dieses Maß möglich wäre. Für diesen Belastungsfall wurde eine Überschreitung der nach den Bestimmungen zulässigen Höchstbeanspruchungen um 50 % zugelassen.

Auf der Brücke wurden die Schienen geschweißt. Die vom ausfließenden Sand getroffenen drei Querträger wurden mit Schutzblechen versehen, der Oberbau wurde mit Entgleisungsschutzschienen ausgerüstet.

Die Durchbiegung der Hauptträger beträgt unter dem Einfluß des Eigengewichtes 1,54 cm. Für die Probelastung der Brücke wurden zwei fünfschichtige Lokomotiven von je 85 t Dienstgewicht verwendet, daneben fanden zwei Sandwagen mit einem Gewicht von 35 t auf der Brücke Aufstellung.

Die theoretische Ermittlung der Durchbiegung bei Verkehrslast ergab 1,45 cm. Die durchgeführten Probelastungen ergaben eine Durchbiegung von 1,34 cm. Die Umrechnung auf die Verhältnisse des Lasten-

zuges N würde eine Durchbiegung der Brücke von 2,65 cm ergeben, so daß die Gesamtdurchbiegung $1,54 + 2,65 = 4,19$ cm beträgt. Dies ist $1/1075$ der Brückenstützweite. Die zulässige Durchbiegung wird somit um 20 % unterschritten.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Abschluß und die teilweise Trockenlegung der Zuidersee.

Von Anton van Rinsum, Regierungsbaurat in Regensburg.

Mit den Bauarbeiten für den Abschluß der Zuidersee wurde im Jahre 1920 begonnen. Die Arbeiten erstreckten sich zunächst auf die Herstellung des 2,5 km langen Deichstückes zwischen Nordholland und der Insel Wieringen. Es diente gewissermaßen als Versuchsstück für die ungleich umfangreichere Fortsetzung bis zur friesischen Küste.

Als wertvolles Deichmaterial fand hier erstmals der „Keileem“ Verwendung. In den deutschen Abhandlungen pflegt man im allgemeinen „Gschiebemergel“ zu übersetzen, ohne damit das eigentlich Kennzeichnende des Materials zu treffen. Es handelt sich um das Gebilde einer Grundmoräne, die von den Gletschern Norwegens und Schwedens in der Eiszeit hierhergetragen worden ist. Infolge seiner außerordentlichen Zähigkeit und Dichte eignet es sich in besonderem Maße als Deichmaterial unter Wasser, fand als neuartiges Baumittel in ausgedehntem

Maße Verwendung und hat die Gestaltung des für die Ausführung gewählten Deichquerschnittes wesentlich beeinflusst.

In Verbindung mit diesen Arbeiten war der Balgsandkanal zur Wiederherstellung der beeinträchtigten Vorflut des Anna-Paulowna-Polders und zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt, die das Amstellief bisher benutzte, ausgeführt worden. Diese Maßnahmen, die im Rahmen eines bis zum Jahre 1926 ausgedehnten Bauprogramms durchgeführt wurden, sind bereits in verschiedenen Abhandlungen der „Bautechnik“¹⁾ behandelt.

Der Entschluß der holländischen Regierung, gleichzeitig mit der Fortsetzung des großen Abschlußdeiches die Trockenlegung des Wieringermeerpolders in Angriff zu nehmen, war die Veranlassung, den genannten

¹⁾ S. Bautechn. 1925, Heft 9, S. 97, und Heft 42, S. 595.

Kanal der nordholländischen Küste entlang bis nach Aartswoud zur Regelung des Wasserhaushaltes der angrenzenden Poldergebiete weiterzuführen, das sogenannte „Amstelmeer“ als Ausgleichbecken neu zu bilden und mit einem Deich nach Süden abzuschließen. Außerdem war dadurch die Herstellung von vier Schiffahrtsschleusen (bei Den Oever, De Haukes, Kolhorn und Medemblik) bedingt, die den Abstieg zu dem Kanalnetze des neu zu schaffenden Polders vermitteln. Hierüber²⁾ und über die Leistungsfähigkeit der Pumpstation „Lely“ bei Medemblik³⁾, die als die größte derartige Anlage der Welt bezeichnet wird, hat die „Bautechnik“ ebenfalls schon berichtet.

Die bisherigen Besprechungen der Arbeiten geben aber noch kein vollständiges Bild von dem, was tatsächlich im Verlaufe der letzten 10 Jahre an interessanten Bauwerken entstanden ist.

Der im Jahre 1918 grundsätzlich zur Ausführung genehmigte Entwurf über den Abschluß und die teilweise Trockenlegung der Zuidersee (Abb. 1) wurde auf Grund eingehender Untersuchungen noch einmal vollständig überarbeitet (Abb. 2). Auf dieser Grundlage wurde die Linienführung für die Fortsetzung des Abschlußdeiches von Wieringen bis zur friesischen Küste und sein Querschnitt endgültig festgelegt, ein Programm für die Fortführung der Arbeiten bis zum Jahre 1934 unter Einbeziehung der Trockenlegung des Nordwestpolders aufgestellt und seine Verwirklichung nachdrücklich in die Wege geleitet. Es erscheint daher angebracht, über die Entwicklung des großen Baues in den letzten Jahren zusammenfassend zu berichten, soweit sie nicht schon in der Bautechnik behandelt ist, und damit den heutigen Stand der Arbeiten zu kennzeichnen.

Die Besprechung befaßt sich zunächst mit der Weiterentwicklung des Bauentwurfs seit dem Jahre 1918, dann mit der Herstellung des großen Abschlußdeiches und der gleichzeitigen Trockenlegung des Wieringermeerpolders. Im Anschluß daran wird das Wesentliche über die Baukosten mitgeteilt.

Die Untersuchungen der vom Staat berufenen Kommission unter dem Vorsitz von Prof. Dr. H. A. Lorentz, die sich mit dem Einfluß des Abschlusses der Zuidersee auf die Sturmflutstände und auf die Erhöhung des Wellenauflaufes in den umliegenden Küstengebieten zu befassen hatte und im Jahre 1926 abschloß, führten zu dem praktischen Ergebnis, daß der Anschlußpunkt des Abschlußdeiches an der friesischen Küste, der bisher bei Piaam gedacht war, weiter nach Norden bis nach Zurig verschoben und daß an dieser gefährlichsten Stelle die Deichkrone bis auf 7,50 m über NAP (= Nullpunkt des Amsterdamer Pegels) erhöht wurde. Mit dieser Lösung gewann man die Möglichkeit, die tiefe Rinne der Middelgronden senkrecht, also auf dem kürzesten Wege kreuzen zu können. Die Linienführung des Deiches erhielt damit einen Knick. Auch traf man hierbei einen günstigeren Untergrund an, so daß größere Versackungen, wie sie z. B. bei der Deichherstellung zwischen der nordholländischen Küste und Wieringen auftraten, nicht zu befürchten waren. Die dadurch erreichte Vergrößerung des IJsselmeeres, des neuen Binnenmeeres, um 5000 ha erachtete man ebenfalls als vorteilhaft für den Wasserhaushalt der angrenzenden Gebiete.

Mit dem Abschluß der Zuidersee mußte die Möglichkeit gewahrt bleiben, den Wasserzulauf in das IJsselmeer, vor allem den der IJssel in die Nordsee weiterzubefördern. Auch mußte dem Schiffahrtverkehr Rechnung getragen werden. Der Entwurf des Jahres 1918 sah noch die sämtlichen hierzu benötigten Entwässerungs- und Schiffahrtsschleusen auf dem östlichen Teil von Wieringen vor; längs der friesischen Küste sollte ein Kanal den Bedürfnissen der Schiffahrt genügen. Die Lösung, die man zur Ausführung wählte, war billiger und gestattete die Trennung der Entwässerungsschleusen in einzelne Gruppen und die Zusammenlegung mit den Schiffahrtsschleusen an günstigen Punkten.

Vergleichende Berechnungen ergaben, daß Öffnungen von insgesamt 300 m Breite bei einer Drempeltiefe von 4,40 m unter NAP genügten,

um den gewünschten Pegelstand des künftigen IJsselmeeres auf einem mittleren Wasserstand von 0,40 m über NAP halten zu können. Drei Gruppen von je 5 Öffnungen und 12 m lichter Weite wurden in Verbindung mit einer Kammerschleuse für 2000-t-Schiffe nächst der Küste von Wieringen bei Den Oever, zwei gleich große Gruppen auf Kornwerdersand vorgesehen, einer Untiefe nächst der friesischen Küste; neben der Schleuse für die 2000-t-Schiffe hielt man an dieser Stelle noch eine weitere Schleuse, die man für 600-t-Schiffe bemaß, für den regelmäßigen täglichen Verkehr für notwendig.

Die Vorbereitung der großen Baumaßnahmen machte es ratsam, an der Ostseite von Wieringen einen genügend großen Betriebshafen mit den erforderlichen Umschlagplätzen zu errichten. Auf der friesischen Seite konnte der geräumige neue Wilhelmshafen in Harlingen benutzt werden.

Daneben erfuhr der Entwurf für die Trockenlegung von Teilen der Zuidersee noch einige Abänderungen, wenn auch die grundsätzliche Einteilung in vier Polder nicht verlassen wurde.



Abb. 1. Plan des Abschlusses und der teilweisen Trockenlegung der Zuidersee nach dem Gesetzentwurf vom Sept. 1916.

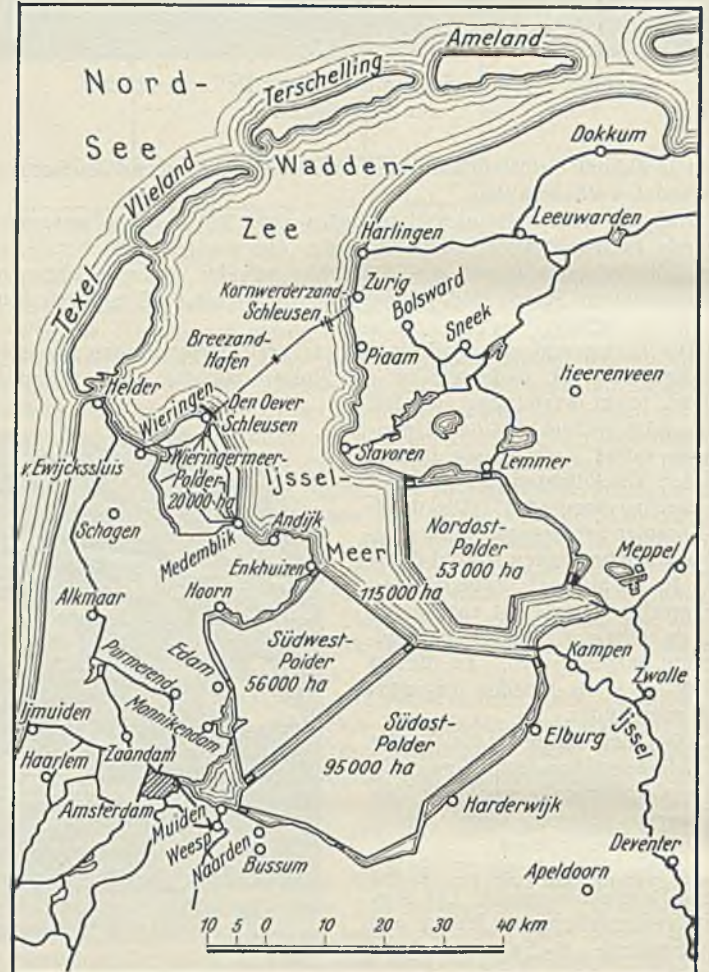


Abb. 2. Ausführungsentwurf vom Jahre 1925.

Die Abgrenzung des Wieringermeerpolders wurde unter Einbeziehung des wertvollsten Geländes gestreckter gehalten und damit möglichst gekürzt. In der Abgrenzung der beiden südlichen Polder hat man sich wieder früheren Entwürfen genähert und den Anschlußpunkt bei Enkhuizen gewählt. Die beiden Polder werden nur mehr durch einen schmalen Kanal voneinander getrennt, der durch eine Schleuse abgesperrt wird. Es genügt dann, den Deich von Enkhuizen bis nach Ketelmond, der Mündung der IJssel, so weit zu erhöhen, daß er als Sicherheit gegen einen etwaigen Durchbruch des Hauptabschlußdeiches dienen kann. Die Kosten für diese Schleuse, die als Schiffahrt- und Kehrschleuse dient, und im allgemeinen offen bleiben kann, werden durch die Einsparungen an der Höhe der den Kanal eingrenzenden Deiche wieder aufgewogen. Auch fand sich in nicht zu großer Entfernung der bei dem bisherigen Deichbau so bewährte „Keilceem“ vor, der eine sichere Bauweise gewährleistet. Bei der gewählten Lösung ist es daher nunmehr möglich, alle einer besonderen Beanspruchung ausgesetzten Deiche mit Hilfe dieses Materials auszuführen.

Südwestlich sind die beiden Polder durch einen Deich gegen das IJsselmeer abgegrenzt, dessen Haltung mit der des Nordseekanals gleich ist. Die Größe dieses Binnenmeeres bestimmt sich aus den Erfordernissen des Wasserzulaufes aus den angrenzenden Gebieten und der Landesverteidigung (künstliche Überschwemmungen). Er erhielt eine Oberfläche von 8000 ha.

²⁾ Bautechn. 1930, Heft 33, S. 505.

³⁾ Dsgl. 1930, Heft 38, S. 572.

Nach Maßgabe dieses Entwurfes ergab sich die trockenliegende Oberfläche der Zuidersee insgesamt zu 224 000 ha, von denen ungefähr 20 000 ha auf den Nordwestpolder (Wieringermeerpolder), 56 000 ha auf den Südwestpolder, 95 000 ha auf den Südostpolder und 53 000 ha auf den Nordostpolder treffen. Die Oberfläche des IJsselmeeres einschließlich des Kanals zwischen den beiden südlichen Poldern, doch ohne die längs der Polder liegenbleibenden Binnenwasser, beträgt annähernd 115 000 ha.

In das Bauprogramm, das zunächst bis zum Jahre 1934 ausgedehnt ist, nahm man auch die Trockenlegung des Wieringermeerpolders auf, noch ehe der Abschlußdeich fertiggestellt war. Für die vorzeitige Inangriffnahme des Polders waren die Untersuchungsergebnisse der Kommission Lovink ausschlaggebend. Sie hielt es für wichtig, rechtzeitig ein Urteil über die Kulturfähigkeit der neuzugewinnenden Gründe in einer längeren Reihe von Jahren zu ermöglichen, ehe man an die weiteren Trockenlegungen herantrete. Demgegenüber sind die Mehrkosten für die höhere Kronenlage des Polderdeiches gegen die noch offene Zuidersee hin gering zu ver-

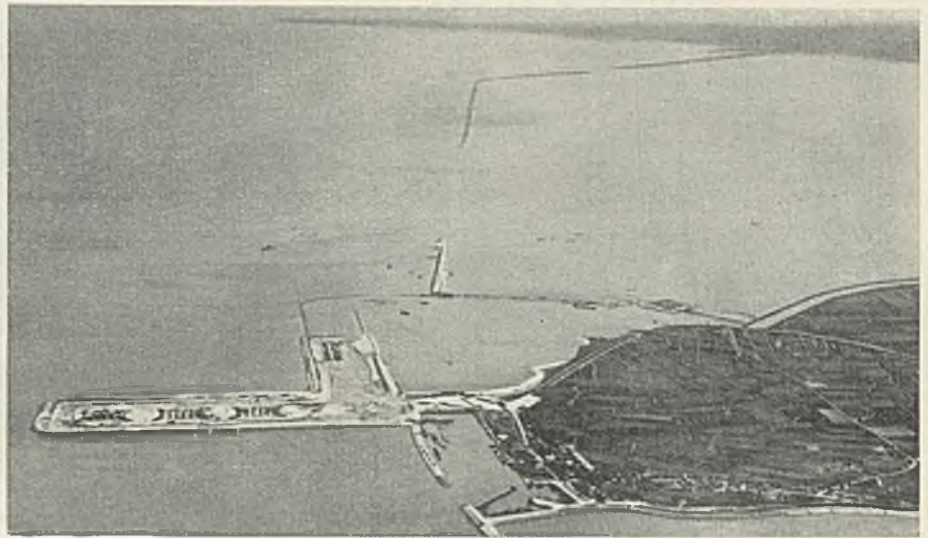


Abb. 7. Übersichtsflugbild der Anlagen bei Den Oever 1929.

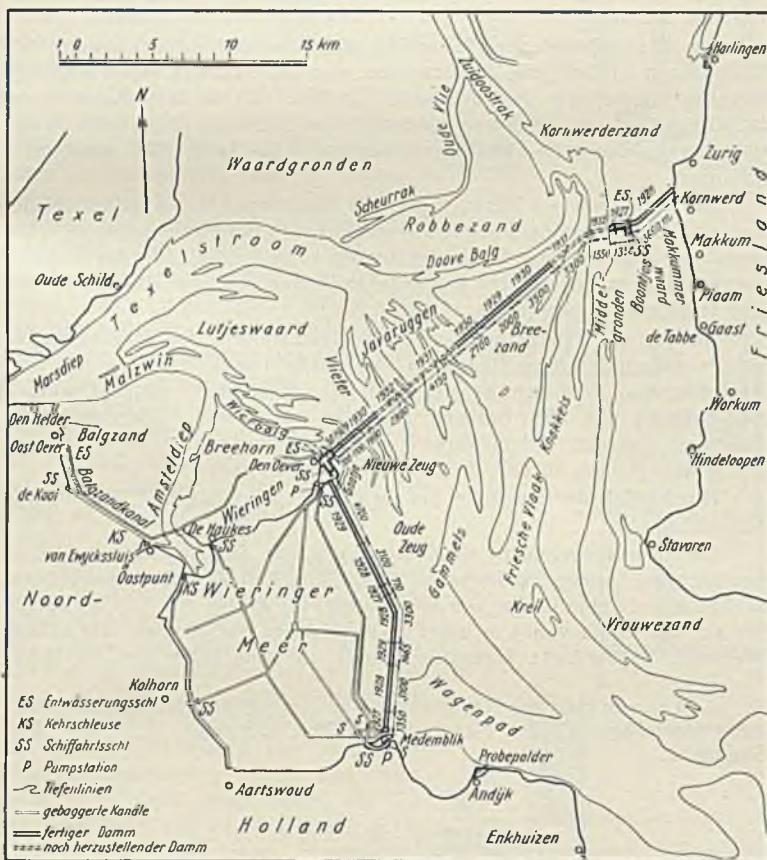


Abb. 3. Stand der Bauarbeiten Ende 1930.

anschlagen. Die Kommission schlug auch vor, möglichst bald an einem Probepolder den zweckmäßigsten Weg der Urbarmachung zu studieren. Diesem Vorschlag trug man durch Anlage eines Probepolders bei Andijk Rechnung.

Dies ist in großen Zügen ein Umriss des gegenwärtigen Standes der Entwurfsbearbeitung und gleichzeitig des Bauvorhabens, das man bis zum Jahre 1934 zu verwirklichen gedachte.

Die Baudurchführung und die konstruktive Ausgestaltung der einzelnen Bauteile bieten noch mancherlei Bemerkenswertes.

Die Herstellung der Kunstbauten für den Abschlußdeich fand durchweg im Trockenen statt. Die lange Bauzeit, die sie erforderte, gaben die Veranlassung, als erste Maßnahme für die Inangriffnahme des Abschlusses der Zuidersee zwischen Wieringen und Friesland die Ringdeiche der Baugrube zu schütten, den bereits genannten Betriebshafen mit den erforderlichen Umschlagplätzen zu erstellen und erst dann an die Ausführung des Deiches selbst heranzutreten (Abb. 7). Von dem Deich gedachte man die Teile zunächst herzustellen, die auf die Wasserbewegung beim Flutwechsel der Zuidersee den geringsten Einfluß hatten. Hierfür kamen in erster Linie der

Teil zwischen Kornwerdersand und der friesischen Küste und der mittlere Abschnitt auf Breesand in Frage. Die Erfahrungen beim Durchbauen des Amsteltiefs hatten außerdem gelehrt, daß die tiefen Rinnen durch die Anlage von Grundswellen erheblich eingeschränkt werden können, ohne daß ihr Abfuhrvermögen beeinträchtigt wird. Man konnte also auch diese Maßnahmen, die dem künftigen Deich einen kräftigen Fuß geben sollen, frühzeitig zur Ausführung bringen, ohne in die Wasserabflußverhältnisse erheblich einzugreifen. Den Abschluß dieser Rinnen (Zwin, Vlleter, Middelgronden) sparte man sich bis zuletzt auf.

In der Ausführung dieses Programms wurde nach der Fertigstellung der Ringdeiche und des Arbeitshafens im Jahre 1928 das Deichstück zwischen Kornwerdersand und der friesischen Küste hergestellt, im Jahre 1929 der erste Teil des Deiches auf Breesand, mit den hier notwendigen Arbeitshafen geschüttet. Auch wurde im Jahre 1928 mit der Erhöhung der bestehenden Seedeiche längs der friesischen Küste begonnen. Im Jahre 1930 wurde der Deichbau von Breesand aus nach beiden Seiten hin vorgetrieben und auch von der Baustelle bei Den Oever aus aufgenommen. Das Arbeitsprogramm ist aus Abb. 3 ersichtlich.

Die ständige Zunahme des Straßenverkehrs, insbesondere des Automobilverkehrs waren die Veranlassung, die nutzbare Breite des Deiches von 30 m, wie sie auf dem bereits fertigen Deichstück zwischen Nordholland und Wieringen angenommen war, auf 34 m zu erhöhen und hiervon 20 m für den Straßenverkehr vorzubehalten. Im übrigen erfuhr der Deichquerschnitt gegenüber der bisherigen Ausbildung, die an anderer Stelle bereits beschrieben wurde, keine grundsätzliche Änderung. Die Deichkrone wurde auf 7 bis 7,50 m über NAP festgelegt (Abb. 4).

Die Gewinnung und Verarbeitung der zum Deichbau benötigten Materialien, insbesondere des Keileems, des Sandes und der Kleie wurde in großzügiger Weise eingerichtet. Sand und Keileem fanden sich in der See, und zwar im allgemeinen in der Nähe der Baustelle bei Transportweiten von 1 bis 2 km. Der Keileem wurde mit schweren Eimerbaggern (600 l Eimerinhalt) oder mit Greiferkränen mit 4 m³ Fassung gewonnen, mit Schuten zur Baustelle gefahren und hier unter Wasser verklappt oder mit Greifern ausgeladen. Für die höher gelegenen Teile

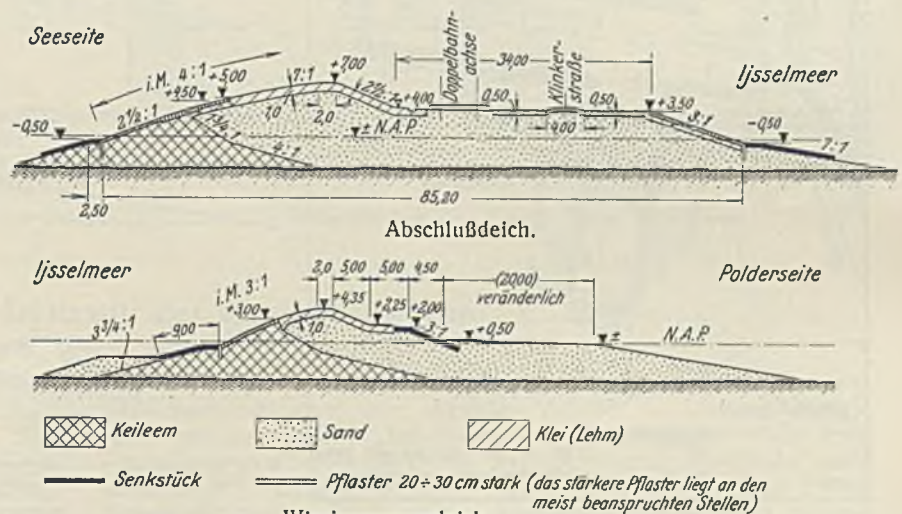


Abb. 4. Regelquerschnitte des Deiches.



Abb. 5. Aufbringen von Keileem auf den Deich mit Gurtförderer.

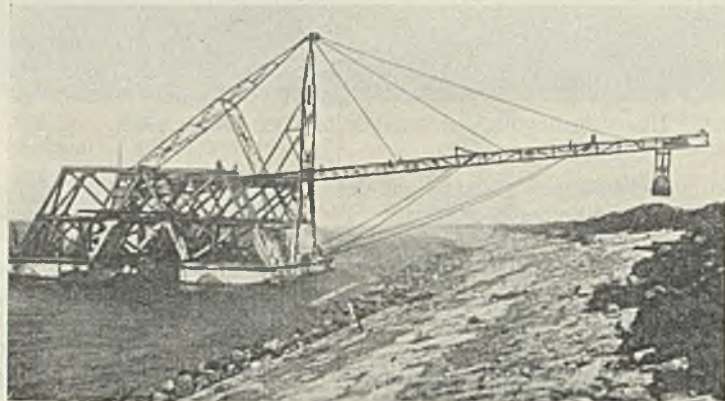


Abb. 6. Schutenentleerer.

des Deiches wurden besondere Geräte zum Entladen eingesetzt, bei denen eine große Leistungsfähigkeit mit einer großen Reichweite verbunden ist. Abb. 5 stellt einen Gurtförderer dar, der durch zwei Krane bedient wird. Der in Abb. 6 gezeigte Schutenentleerer hat eine Ausladung von 35 m bei einem Korbinhalt von 3 m³.

Der erforderliche Sand wird ebenfalls mit Eimerbaggern, meistens jedoch mit Saugbaggern gefördert und unter Wasser verklappt, über Wasser eingespült.

Der ständige Seegang stellt an die Mannschaften und an die Güte der verwendeten Geräte außerordentliche Anforderungen. Vielfach mußten die eingesetzten Baugeräte der Neuartigkeit der Aufgabe angepaßt werden.



Abb. 8. Betriebshafen bei Den Oever.

Selten wohl dürfte ein derartig großer Gerätepark auf einer Baustelle vereinigt gewesen sein. Im Jahre 1929 waren z. B. 15 Eimerbagger, 10 Keileemkrane, 3 Transporteure, 8 Spülbagger, 8 Saugbagger, 80 Schleppdampfer und gegen 150 Schuten, darunter 24 Spezialschuten für den Keileem am Werk.

Um alle während der Herstellung des Abschlußdeiches gewonnenen Erfahrungen nutzbringend zu verwerten, war man bestrebt, einen leistungsfähigen Unternehmer zu gewinnen. Er fand sich in der „Maatschappij tot ultvoering van Zuiderzeewerken“, einer Arbeitsgemeinschaft, zu der sich vier holländische Großunternehmungen⁴⁾ im Jahre 1926 zusammenschlossen.

Mit ihr wurde ein Vertrag über die Ausführung des Abschlußdeiches und des Wieringermeerdeiches abgeschlossen. Eine angemessene Preisgestaltung erzielte man durch die jährlich neue Festsetzung der Einheitspreise auf Grund der in den vergangenen Jahren gewonnenen Erfahrungen und tatsächlichen Ausgaben.

Der für die Pfästerungen und die Beschwerung der Senkstücke benötigte außerordentliche Bedarf an Bruchsteinen muß durchweg aus dem Auslande, und zwar aus Belgien und dem Rheinland gedeckt werden (Säulenbasalt aus den Brüchen bei Linz am Rhein). Die benötigten Faschlinen (Weiden, Erlen, Birken) werden in ausgedehntem Maße planmäßig angepflanzt, so daß sie den jeweiligen Jahresbedarf decken.

Hinsichtlich der Baustelle bei Den Oever sind folgende Einzelheiten bemerkenswert.

Der hier vorgesehene Betriebshafen wurde im Anschluß an einen bestehenden kleinen Fischerhafen ausgeführt (Abb. 8). Das neue Hafenbecken erhielt eine Länge von 500 m und eine Breite von 130 bis 150 m. Bis auf eine Tiefe von 4 m unter NAP wurde es ausgehoben, das auf der Westseite angeordnete Umschlaggelände auf eine Höhe von im Mittel

⁴⁾ M. J. van Hattums Havenwerken in Beverwijk; Hollandsche Anne-ming Maatschappij, Den Haag; A. Bos Pzn, Dordrecht; L. Volker Azn, Sliedrecht.

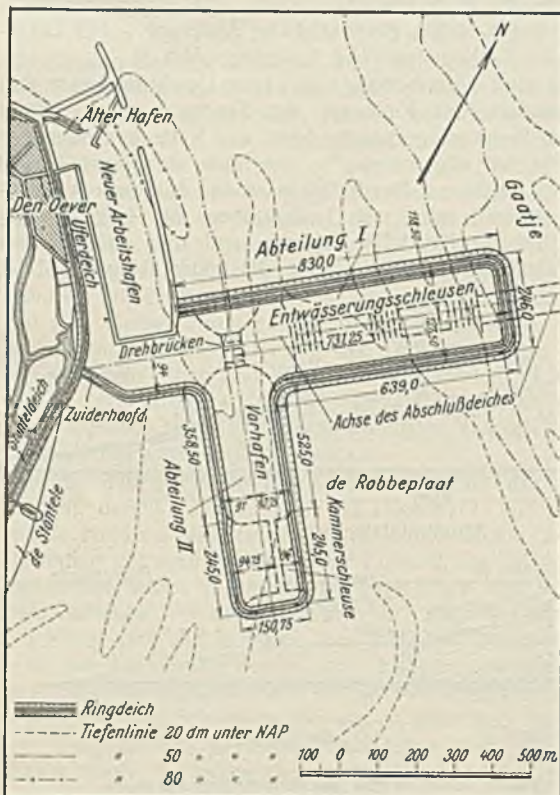


Abb. 9. Grundriß des Ringdeiches der Schleusenbaugrube östlich Wieringen.

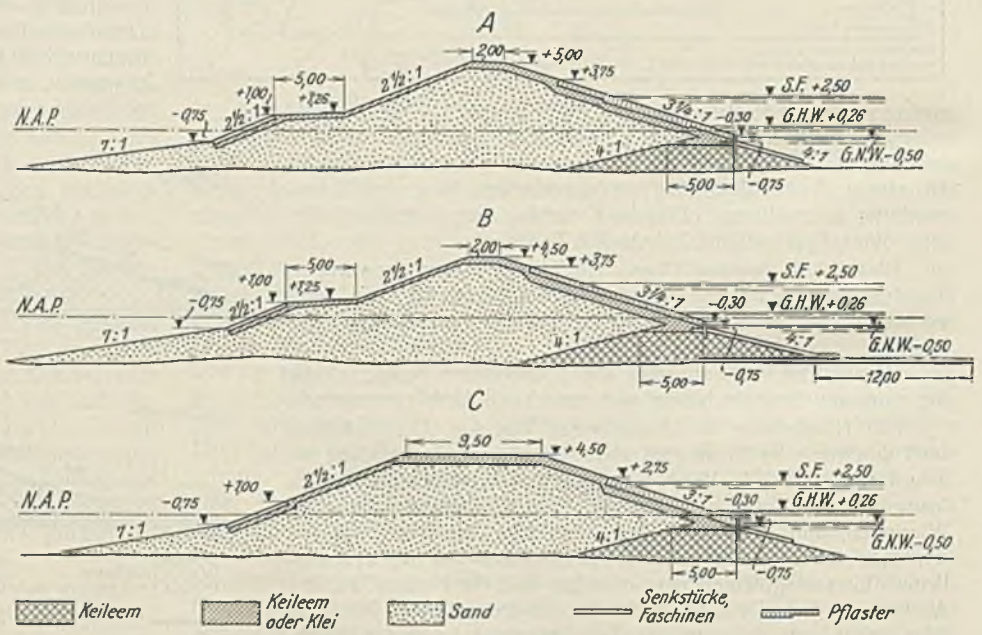


Abb. 10. Querschnitte des Ringdeiches der Schleusenbaugrube östlich Den Oever.

2 m über NAP aufgehöhht und als Abschluß gegen das Becken eine eiserne Spundwand geschlagen. Die Krone des östlichen Hafendamms liegt auf 3,70 m über NAP. Die eiserne Spundwand System Larssen Nr. II hat sich als sehr dicht erwiesen, so daß nachträglich zur Entwässerung des Geländes und zur Vermeidung eines unzulässigen Wasserdruckes eine Anzahl von Löchern durch die Wand gebohrt werden mußten. Im ganzen betrug die Erdbewegung bei der Herstellung des Hafens 677 000 m³. Die Arbeiten wurden im Jahre 1922 durchgeführt. Später, im Jahre 1927, mußte noch der bestehende Fischerhafen erweitert werden, da sich nach dem Abschluß des Amsteltiefs ein Teil der Berufsfischer hierhergezogen hatte.

Die Herstellung des Ringdeiches für die Schleusen wurde im Jahre 1922 begonnen und im Juli 1923 beendet. Hierzu waren insgesamt 685 000 m³ Erdmassen im fertigen Deichkörper gemessen zu bewegen. Bei der Querschnittbemessung der einzelnen Deichabschnitte mußte auf ihre Lage zum Anfall der Sturmflut und ihre spätere Bestimmung Rücksicht genommen werden (Abb. 9 u. 10). Die den Vorhafen eingrenzenden Deiche werden belassen.

Das Leerpumpen der Baugrube, die von einem 3440 m langen Deich umschlossen ist und eine Fläche von 31 ha umfaßt, machte dank der guten Dichtung des Keileems keine Schwierigkeiten. Der Wasserzulauf während einer Flutperiode wurde auf nur 1 m³/lfdm Deich festgestellt. Ehe jedoch mit dem Bau der Kunstbauten selbst begonnen wurde, wurde eine eingehende Prüfung der Tragfähigkeit des Untergrundes vorgenommen. Die zulässige Beanspruchung des bloßgelegten Keileems ermittelte man zu 2,5 bis 3 kg/cm². Die angestellten Belastungsproben ließen es als zulässig erscheinen, die Schleusen mit einer durchgehenden Eisenbetonplatte unmittelbar auf den Keileem zu gründen.

Jede der Entwässerungsschleusen, deren Einzelheiten die Abb. 11 bis 14 geben, erhält eine lichte Weite von 12 m, eine Länge von 50 m und eine Tiefe von 4,40 m unter NAP. Der obere Anschlag der Tore und Schützen liegt auf 2 m über NAP. Die Schleusengruppen, die durch ein Deichstück von 88 m voneinander geschieden sind, sind von einer Spundwand umschlossen, die bis auf eine Tiefe von 11,20 m unter NAP hinabreicht. Unter der Fundamentplatte sind außerdem noch drei eiserne Querspundwände als Sicherheit gegen Hinterspülung angeordnet. Der Schleusenboden ist mit Klinkern, die Pfeiler und Widerlager sind mit Tafelbasalt verkleidet. Jede Schleuse wird mit zwei eisernen Schützen verschlossen, die mit Gegengewichten versehen sind und elektrisch oder von Hand bewegt werden können.

(Fortsetzung folgt.)

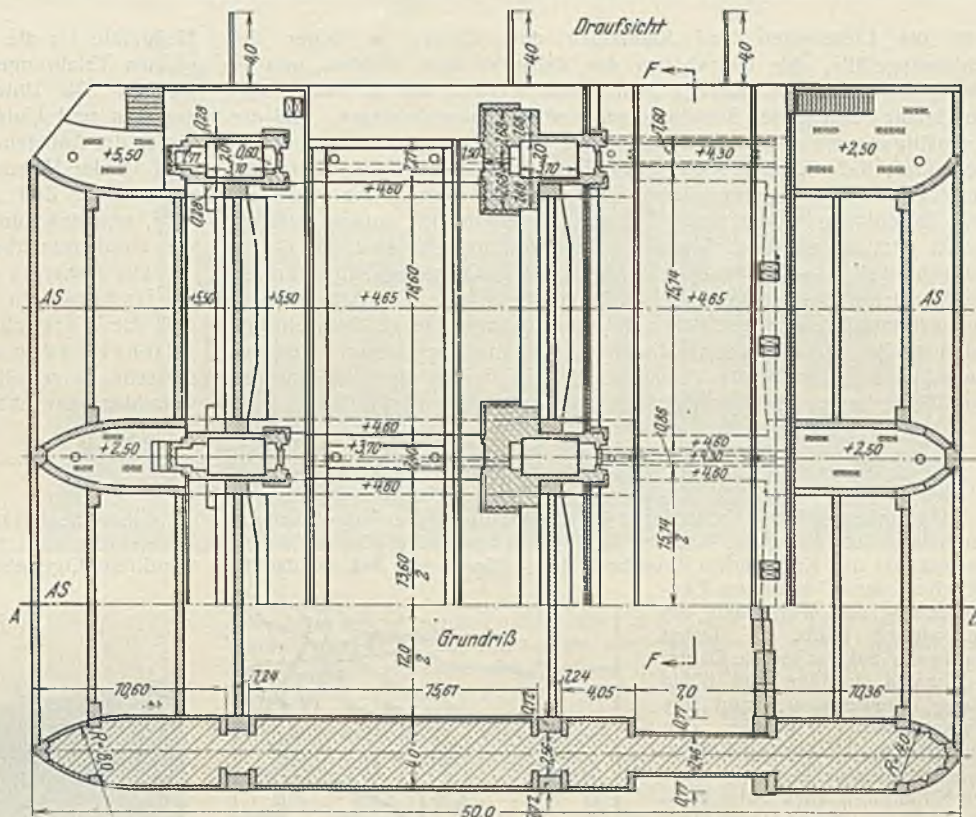


Abb. 11.

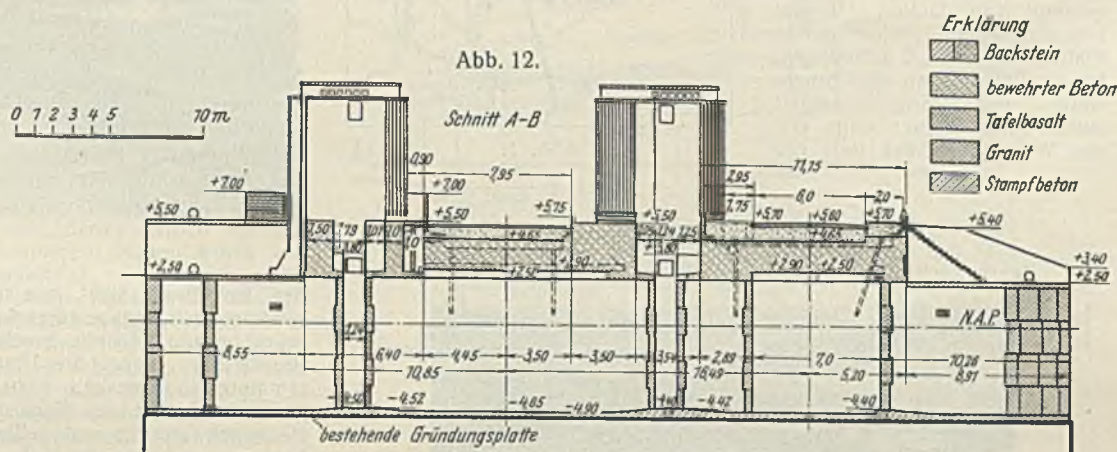


Abb. 12.

- Erklärung
- Backstein
 - bewehrter Beton
 - Tafelbasalt
 - Granit
 - Stampfbeton

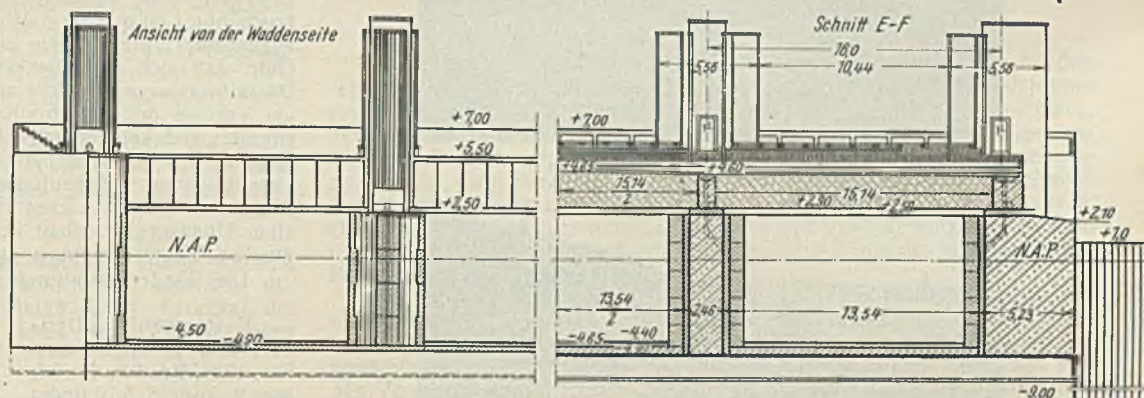


Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 11 bis 14. Entwässerungsschleusen bei Den Oever östlich Wieringen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von der Statik zur Dynamik der Wasserbauwerke.

Von R. Seifert, Berlin.

Die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin hat sich im letzten Jahre mehrfach mit Schäden befaßt, die an Schützen- und Walzenwehren, Wehrklappen, Zylinderschützen, Ringschiebern u. dgl. aufgetreten waren. Diese Schäden mußten teils auf Schwingungen des Bauwerks und die daraus entstehenden Ermüdungsbrüche zurückgeführt werden, teils auf Hohlrumbaue (Kavitation) mit den gefürchteten Anfrassungen des Baustoffes; Kavitation tritt

ein, wenn der Unterdruck an umströmten Baugliedern, Turbinen- oder Pumpenschaukeln dem absoluten Vakuum $\approx -10,3$ m Wassersäule nahekommt; d. h. bei Strömungsgeschwindigkeiten in die freie Atmosphäre von etwa 14 m/sek an; Schwingungen können auch durch niedrige Geschwindigkeiten angeregt werden. In vielen Fällen wirken die beiden Erscheinungen zusammen, indem durch unstete Unterdruckgebiete Schwingungen angefaßt werden. Je größer einer-

seits die Lichtweiten und Stauhöhen der Wehre, je höher die Schleusengefälle, die Druckhöhen der Talsperre usw. werden, und je stärker andererseits die Bauteile beansprucht werden, um so näher rückt die Gefahr zerstörender Schwingungen und Hohlraumbildungen. Bei der Beschäftigung mit diesen Feinden kühner Wasserbauten wurde es immer mehr klar, daß nur eine gründliche planmäßige Untersuchung zuerst die Ursachen der Schwingungen und Kavitation und danach die Mittel zu ihrer Beseitigung würde finden lassen. Es ergab sich weiter, daß die bereits jetzt aufgetretenen Schäden größer und häufiger sind, als — begreiflicherweise — bekanntgeworden ist. Von manchen Fällen erhielt die Versuchsanstalt lediglich durch Zufall Kenntnis. Die Arbeiten der Versuchsanstalt erstrecken sich auf Untersuchungen an gefährdeten ausgeführten Bauwerken sowie an Modellen davon im Laboratorium. Darüber hinausgehend erforscht die Versuchsanstalt die Fragen der Schwingungen von Wasserbauwerken grundsätzlich und entwickelt Meßverfahren und

Meßgeräte für die besonderen Zwecke. Hierbei konnten besonders die reichen Erfahrungen der Deutschen Gesellschaft für Luftfahrt genutzt werden. Die Untersuchungen in der Natur fanden größtes Entgegenkommen und Unterstützung durch die beteiligten Behörden und Eigentümer der Anlagen. So hat sich jetzt schon ein Stock von Beobachtungstoff in der Versuchsanstalt gesammelt, der erhoffen läßt, daß in nicht allzu ferner Zeit in den recht verwickelten Fragen Klärung geschaffen wird, und daß künftig schädliche Schwingungen und Hohlraumbildungen von vornherein überhaupt vermieden werden können.

Die bisher in der Natur untersuchten Fälle zeigen, wie verschieden die Erscheinungen auftreten können. Deshalb ist es dringend erwünscht, daß die Versuchsanstalt von allen Schwingungen und Kavitationsschäden an Wasserbauwerken Kenntnis erhält, um sie messend zu verfolgen. In vielen Fällen wird es ihr auch möglich sein, Ratschläge zur Abhilfe zu geben.

Vermischtes.

Dammbruch bei der Mittleren Isar. Wie durch die Tageszeitungen bereits bekannt, ereignete sich am 12. Juli mittags um 11 Uhr am Oberwasserkanal des Kraftwerkes Pfrombach der Mittleren Isar AG. rechtsseitig zwischen den Ortschaften Langenpreising und Wartenberg ein Dammbruch (Abb. 1). Dabei wurde der aufgeschüttete Damm in etwa 8 m Höhe und 60 m Länge weggerissen, und die Wassermassen ergossen sich über die anschließenden Felder, in einem Umkreise von mehreren Kilometern alles unter Wasser setzend. Eine Vorstellung von der Gewalt der Fluten gewinnt man daraus, daß der Böschungsbeton, teilweise in Platten von 1 bis 2 m² Ausmaß, bis zu 300 m von der Bruchstelle weg fortgeschwemmt wurde. Das Wasser nahm seinen Weg gegen das Bett der



Abb. 1.

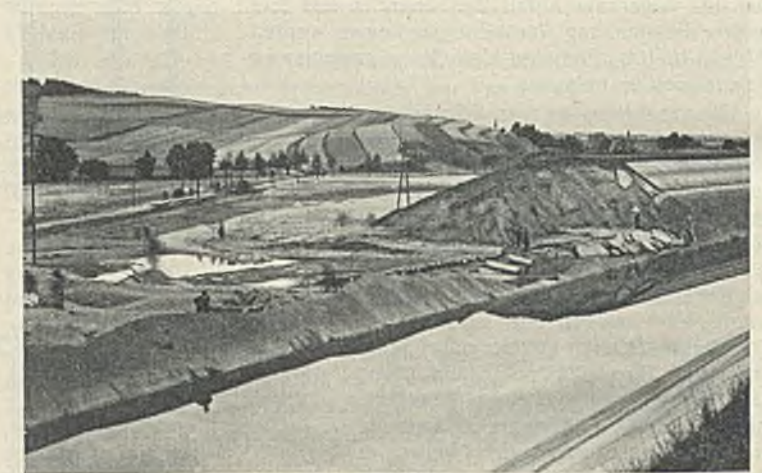


Abb. 4.



Abb. 2.



Abb. 3.

Strogen und strömte durch das als Durchlaß unter dem Werkkanal ausgebildete Strogenbauwerk in Richtung der Ortschaft Langenpreising, die fast in ihrem ganzen Umfange in $\frac{1}{2}$ bis 2 m Höhe überschwemmt wurde. Nach zwei Stunden begann das Wasser sich zu senken (Abb. 2 bis 4 zeigen Ansichten der Bruchstelle).

Über die Ursache des Unglücks herrscht heute noch keine Klarheit. Es ist überhaupt zweifelhaft, ob die eingeleiteten Untersuchungen einwandfreie Ergebnisse bringen werden. Merkwürdig ist der Umstand, daß der Dammbruch nicht, wie sonst üblich, durch Unterspülung der Sohle, sondern nach Angabe eines Augenzeugen etwa 2,5 m unterhalb der Dammkrone begann. Da die Bruchstelle an einer schwach gekrümmten Kanalstrecke liegt, hängt die Ursache keinesfalls mit dieser Krümmung zusammen, schon deshalb nicht, weil das Wasser an dieser Stelle bei dem geringen Gefälle der Kanalsohle nur eine Geschwindigkeit von 40 bis 60 cm/sek erreicht und seither keinerlei dem Damm schädliche Wirbelbewegungen zu beobachten waren. Da ferner das Wasser beim Dammbruch nur 1,60 m unterhalb der Dammkrone gestaut war, während schon wiederholt bis zu 1,10 m unterhalb der Dammkrone gestaut worden ist, ohne daß sich irgendwelche Schäden zeigten, kann die Ursache des Dammbruches auch nicht auf Überstauung zurückgeführt werden. Noch am Vortage der Katastrophe hat ein Bauer an der Dammböschung Heu geerntet und keine einzige feuchte Stelle beobachtet, die auf eine Unterspülung des Dammes hätte hinweisen können. Möglicherweise ist die Ursache darauf zurückzuführen, daß sich unter dem Böschungsbeton infolge Absinkens des Erdreiches Hohlräume gebildet haben, in denen infolge einer Unausgeglichenheit im Beton oder infolge des ungeheuren Wasserdruckes Wasser eindrang, durch das dann der Bruch veranlaßt wurde.

Die Wiederherstellungsarbeiten sind in vollem Gange.

Futtermühle in Denver, Col. In Eng. News-Rec. 1931, Bd. 106, Nr. 14, vom 2. April, S. 561, findet sich ein Bericht über den Bau einer industriellen Anlage für die Herstellung von Mischfutter für Vieh. Dieser für die Ralston-Purina Co. in Denver, Col., ausgeführte und in Abb. 1 in der Ansicht dargestellte Bau besteht aus drei errichteten Teilen, und zwar einem Förderturmbau von $21,4 \times 17$ m Grundfläche und 34 m Höhe, einem Silobau aus 15 einzelnen zylindrischen Zellen von $5,47$ m ϕ und 27 m



Abb. 1.

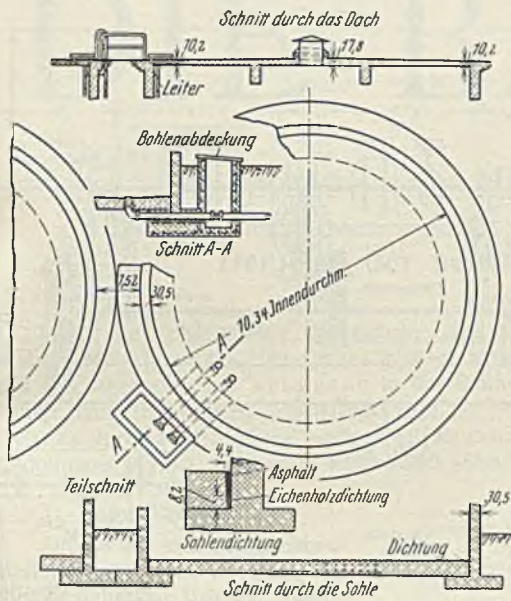


Abb. 2. Melassebehälter.

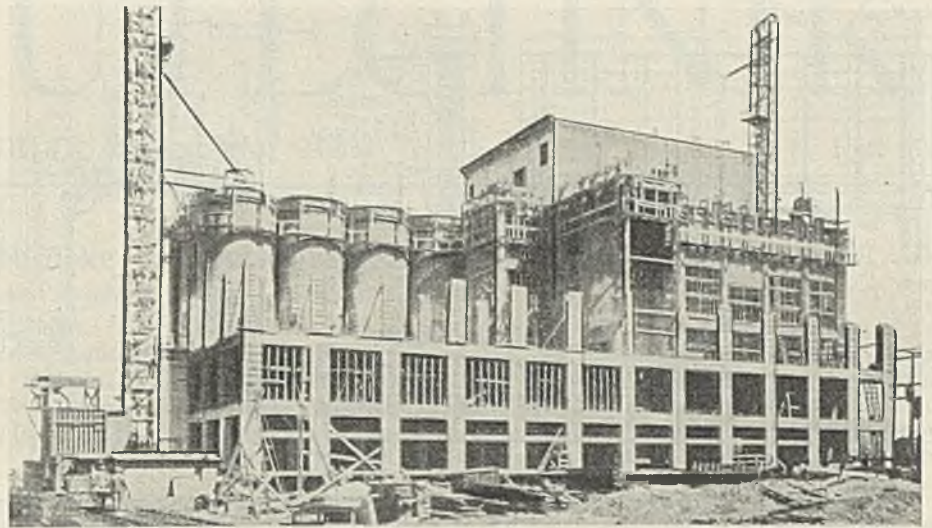


Abb. 3.

Höhe und einem Mühlenbauteil von $54,8 \times 15,8$ m Grundfläche und acht Stockwerken. Alle diese Bauteile bestehen aus einer zusammenhängenden, reinen Eisenbetonkonstruktion; nur der Mühlenbau hat außen einige gemauerte Pfeiler. Während der Förderturm und die Silos in der bekannten Weise in Gleitschalung betoniert werden konnten, gestaltete sich die Errichtung des Mühlenbaues wesentlich schwieriger wegen der darin vorgesehenen fünf Gruppen von Betonbehältern von verschiedener Größe und Höhenlage. Die unregelmäßige Anordnung dieser Behälter war durch die maschinellen Einrichtungen der Mühle bedingt. Die konzentrierten Lasten machten die Ausbildung des Tragwerkes besonders schwierig, zumal hohe Unterzüge vermieden und die Behälterböden an die sich selbst tragenden, meist durch zwei Stockwerke laufenden Behälterwände angehängt werden mußten.

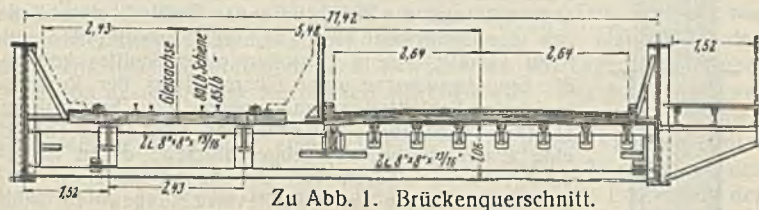
Infolge der vielen Aussparungen in den Stockwerkdecken und Behälterböden ergaben sich an vielen Stellen besondere Schwierigkeiten in der Schalung und Bewehrung dieser Teile. Die Decken sind, bis auf solche unter schweren Maschinen, alle für die gleiche Nutzlast bemessen (1220 kg/m^2). Außerdem war ein dichter und harter Estrich für die Deckenbelege erforderlich. Für die beiden unteren Decken wurde ein besonders harter Beleg mit Metallzusatz gewählt.

Zwei zylindrische, auf dem Boden stehende Melassebehälter von 10,34 m Innendurchmesser und 30,5 cm Wandstärke wurden ebenfalls in Gleitschalung gefertigt. Die Sohle, deren Dicke zwischen 30,5 und 51 cm entsprechend den Anschlüssen an den Auslässen schwankt, erhielt eine gleichmäßige Kreuzbewehrung oben und unten von 20-mm-Eisen im Abstand von 15,2 cm. Zwischen Sohle und Zylinderwand wurde eine besondere Dichtung erforderlich, deren Ausbildung aus Abb. 2 ersichtlich ist.

Das Mischen und Fördern des Betons geschah durch zwei an gegenüberliegenden Seiten des Bauwerkes aufgestellte Anlagen, wobei Fördertürme von 42,5 m Höhe in Anwendung kamen. Wegen der Herstellung des Baues während des Winters bei einer Gesamtarbeitszeit von drei Monaten für den Rohbau war künstliche Beheizung der Schalung durch Koksöfen erforderlich.

Abb. 3 zeigt im Vordergrund den Mühlenbau, sowie die Gleitschalung an den Kornsilos und Mühlenbehältern etwa in Höhe des sechsten Stockwerkes und schließlich auch die zu beiden Seiten des Bauwerkes aufgestellten Betonförderlürme.

Die einflügeligen Rollklappbrücken des Neuen Welland-Kanals. In Engng. 1931, Bd. C, XXXI, Nr. 3408 vom 8. Mai, S. 594, wird über die einflügeligen Rollklappbrücken des Neuen Welland-Kanals berichtet, die unter den sonstigen beweglichen Brücken dieses neuen Wasserweges



Zu Abb. 1. Brückenquerschnitt.

zwischen Erie- und Ontario-See einen besonderen Typ darstellen. Es werden als Beispiele die Brücken Nr. 1, 3 und 6 an den ebenso bezeichneten Schleusen besprochen, über die in der Bautechn. 1930, Heft 16, S. 256, bereits berichtet wurde. Eine Übersicht über die gesamten Anlagen dieses Kanals ist ferner in der Bautechn. 1931, Heft 6, S. 78, gegeben (vgl. dort den Lageplan, Abb. 1).

Die Brücke Nr. 1, die am unteren Ende des Kanals am Ontario-See liegt, führt am Oberhaupt der Schleuse eine eingleisige Bahn, einen Fahr-

und einen ausgekragten Fußweg über den Kanal. Sie liegt unter einem Winkel von $4^\circ 12'$ zur Kanalachse und besteht aus einem Klappflügel, der auf einem einerseits angebrachten Segmentstück — durch ein Betongewicht ausgeglichen — geöffnet werden kann. Die Abmessungen und die Anordnung der Bewegungsvorrichtung sind aus den in Abb. 1 wiedergegebenen Skizzen ersichtlich.

Die Brücke Nr. 3, die jedoch nur einen Fahrdamm und einen seitlichen Fußweg hat, ist ganz ähnlich ausgebildet, so daß sich eine besondere Behandlung hier erübrigt.

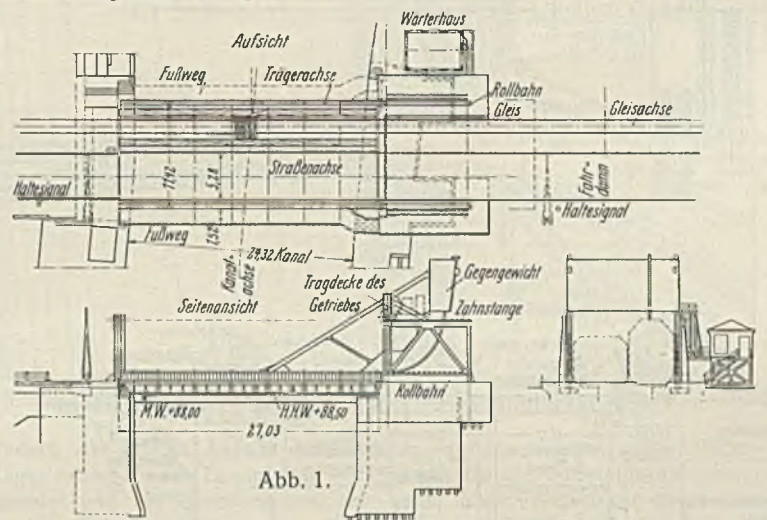


Abb. 1.

Die beiden Vollwandträger der Brücke laufen einerseits in den segmentförmigen Teil aus, der an seinem äußeren Ende die stählerne vom Beton umhüllte Gegengewichtskonstruktion trägt. Der Segmentkranz, der auf einer gezahnten Grundplatte abrollt, hat einen Halbmesser von 6,08 m. Die Grundplatte, die auf der Betonwand der Schleuse eingebettet ist, liegt unten seitlich neben den Seitenportalen und ist ähnlich ausgebildet wie die hier in Abb. 2 wiedergegebenen Teile der Brücke 6. Oben auf den Seitenportalen ist die Zahnstange aufgesetzt, in die ein im Mittelpunkte des Segments gelagertes Ritzel bei der Bewegung der Brücke eingreift (vgl. Abb. 2).

Die Tragdecke für die Befestigung des Antriebs und zweier miteinander gekuppelter Motoren von je 70 PS befindet sich zwischen den Portalrahmen und dem Gegengewicht, jedoch so, daß die ganze Antriebsvorrichtung mit der Brücke die Kippbewegung mitmacht. Für den Fall des Versagens dieser Elektromotoren ist noch ein im Wärterhause aufgestellter Petroleummotor vorgesehen. Die Kraftübertragung geschieht in diesem Falle durch eine ausziehbare Welle, die mit dem sonst von den Elektromotoren betätigten Differentialgetriebe gekuppelt ist (vgl. Abb. 4).

Am freien Ende des Klappflügels sind unter den Trägern Lager mit Luftpuffern zur Dämpfung beim Aufsetzen vorgesehen sowie eine von der gegenüberliegenden Kanalseite aus zu betätigende Verriegelung.

Als Beispiel für einen anderen Typ von Kanalbrücken sei ferner die Brücke Nr. 6 erläutert, die aus zwei gleichen, mit den freien Enden gegeneinander gerichteten, einzelnen Rollklappbrücken besteht (vgl. Abb. 3). Die freien Enden setzen sich hier auf die Mittelwand der an dieser Stelle gelegenen Zwillingsschleuse im geschlossenen Zustande auf. Schleusenachse und Brückenachse kreuzen sich hier unter einem Winkel von $81^\circ 11'$. Während die Brückenflügel waagrecht liegen, verlaufen die Schienenoberkanten der hier überführten zwei Gleise der Canadian National Eisenbahn mit 0,91% Neigung. Die mit den Klappen, ähnlich

