

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 11. März 1938

Heft 10/11

Bereitstellung der Baustoffe für die Betondecken der Reichsautobahn Berlin—Stettin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Karl Daub, Stettin.

Eine der schwierigsten Aufgaben beim Bau der Autobahnstrecke Berlin—Stettin war die Beschaffung und das Heranbringen der großen Baustoffmengen für die Herstellung der Betondecken.

Um einen Überblick über den Umfang der Arbeiten zu bekommen, halte man sich vor Augen, daß für die rd. 140 km lange Strecke, soweit sie im Bereich der OBR Stettin liegt (rd. 135 km), 2023500 m² Betondecken mit 420500 m³ Beton herzustellen waren. Die Pflasterstrecken spielen demgegenüber nur eine geringe Rolle und sollen daher in folgendem unberücksichtigt bleiben.

Da in dem Gebiete der Strecke Berlin—Stettin keine ausreichenden Vorkommen verschleißfester Gesteine anzutreffen sind, diese vielmehr mit hohen Frachtkosten aus weiter Entfernung herangefahren werden mußten, ergab es sich von selbst, daß die Decken aus zweischichtigem Beton hergestellt wurden. Die die Regel bildende 20 cm dicke Decke wurde in einen 6 cm dicken verschleißfesten Oberbeton und einen 14 cm dicken Unterbeton aufgeteilt. Eiseneinlagen wurden im allgemeinen einschichtig verwendet.

Unter diesen Voraussetzungen ergab sich folgender Baustoffbedarf:

- 72 800 m³ Grubenkies
- 176 300 m³ Sand
- 0 bis 3 mm

- 63 300 m³ Grobsand 3 bis 7 mm
- 84 700 m³ Kies 7 bis 50 mm
- 99 500 m³ Splitt versch. Körnungen
- 142 970 t Zement
- 4 654 t Eiseneinlagen.

Sand und Kies allein entsprechen dem Ladegut von 39 710 Eisenbahnwagen zu je 15 t; für Splitt sind es 9 950, für Zement 9 531, insgesamt 59 191 Wagen zu 15 t.

Bedenkt man, daß der größte Teil der Autobahn Berlin—Stettin durch ein Gebiet führt, in dem es an geeigneten und bereits erschlossenen Rohstoffen stark mangelt und das außerdem infolge seiner geringen

Besiedlungsdichte nur wenig entwickelte Verkehrsanlagen aufweist, so erhellt daraus die Schwierigkeit der gestellten Aufgabe.

Zunächst die Beschaffung der benötigten Stoffe. Stahl für die Bewehrung der Decken mußte vollständig aus weiten Entfernungen mit der Bahn herangefahren werden.

Bezüglich des Zementes war die Sache günstiger, er konnte zum größten Teil von den Rüdersdorfer Fabriken und einem pommerschen Werk geliefert werden, ein beträchtlicher Teil jedoch mußte aus Lengerich i. W. und Misburg bei Hannover bezogen werden.

Der benötigte Splitt konnte ebenfalls nur zum Teil aus der Nähe beschafft werden. Lediglich für den Unterbeton wurde für je ein Los Feldsteinsplitt aus den Werken Alt-Hüttendorf und Henkenhagen, außerdem Kalksteinsplitt aus den staatlichen Kalkbrüchen bei Rüdersdorf bezogen. Der übrige Unterbetonsplitt und der gesamte verschleißfeste Splitt für den Oberbeton wurden in Gestalt von Basalt- und Quarzporphyrsplitt in Mitteldeutschland und Schlesien in Auftrag gegeben.

Sand und Kies konnten zwar aus dem Lande gewonnen werden, jedoch gestaltete sich die Beschaffung der großen Mengen von gewaschenem und gesiebt Gut sehr schwierig. Es gab zwar eine Reihe von Vorkommen, die über größere Mengen geeigneter Körnung verfügten, jedoch besaßen die Kiesgrubenhhaber, abgesehen von ganz primitiven Einrichtungen, keinerlei Anlagen, um den Kiessand zu waschen und nach den verschiedenen Korngrößen zu trennen. Erst auf Anregung der Verwaltung, die diese Baustoffe nicht durch Vermittlung der Baufirmen,



Abb. 1. Übersichtskarte der Reichsautobahn Berlin—Stettin—Hornskrug.

sondern unmittelbar von den Kieswerken bezog, wurden zuerst zwei, später drei Kiesgruben mit derartigen Anlagen versehen, die die Aufwendung erheblicher Geldbeträge erforderten. So verschlang z. B. die Sieb- und Waschanlage einschließlich Verstärkung des Fördergerätes bei einer Kiesfirma allein den Betrag von etwa 130 000 RM. Die Unternehmungen waren nicht in der Lage, diese Summen aus eigener Kraft aufzubringen und erhielten daher von der Verwaltung gegen entsprechende Sicherheitspfänder namhafte Vorschüsse, die allmählich im Laufe der Lieferung zurückgezahlt wurden. Auch sonst wurden die Firmen mit Rat und Tat unterstützt, insbesondere bezüglich der Erlangung behördlicher Genehmigungen, Herstellung von Bahnanschlüssen usw. Dem guten Hand-in-Hand-Arbeiten zwischen Verwaltung und Kieswerken ist es wesentlich zu verdanken, daß es gelang, die umfangreichen und schwierigen Neuanlagen, die für die sandreichen Kiesvorkommen von den Lieferwerken erst neu geschaffen werden mußten, in der zur Verfügung stehenden kurzen Zeit rechtzeitig zu beschaffen und aufzustellen.

Die drei auf diese Weise ausgestatteten Kieswerke liegen: 1. in Niederfinow am Hohenzollernkanal mit Wasseranschluß, 2. in der Nähe des Bahnhofs Oderberg-Brallitz auf der Ostseite des Oderstromes mit Eisenbahnanschluß, 3. in Bellinchen am Ostufer der Oder, etwa 15 km unterhalb von Oderberg (Abb. 1). Dieses Werk war wie das erste nur auf Wassertransport eingestell.

Zwei Anlagen, von denen die eine in Abb. 2 schematisch dargestellt ist, arbeiten mit Hilfe von Sieb- und Waschtrommeln. Die dritte auf einem Pramm aufgebaute schwimmende Anlage ist mit Rüttelsieben ausgestattet (Abb. 3). Alle drei Anlagen wurden für drei Körnungen: Sand 0 bis 3 mm, Grobsand 3 bis 7 mm und Kies 7 bis 50 mm eingerichtet. Durch Auflagen anderer Siebe ist es natürlich jederzeit möglich, auch beliebige andere Korngrößen herzustellen, was für andere Zwecke, z. B. Brückenbauten, auch tatsächlich ausgenutzt wurde.

Die Heranbeförderung der so beschafften Baustoffe an die Verwendungsstellen stellte in dem im allgemeinen an Verkehrsanlagen recht armen Gebiet, durch das die Autobahnstrecke hindurchführt, eine schwierige Aufgabe dar, zumal die täglich zu befördernden Mengen ziemlich bedeutend waren. Der Tagesbedarf an sämtlichen Baustoffen betrug für ein Baulos bis zu etwa 2000 t, eine Menge, die sich zwar mit Hilfe von leistungsfähigen Vollbahnlinien oder Wasserstraßen verhältnismäßig leicht heranfahren läßt, die aber von einglesigen Nebenbahnen, den Kleinbahnen oder den eigens für den Autobahnbau hergestellten Förderbahnen, ganz zu schweigen von den vorhandenen Umschlaganlagen, nicht ohne weiteres geleistet werden konnte.

Die Betondecken der ganzen Strecke wurden in drei Hauptabschnitten verlegt:

1. Die Teilstrecke von km 4,2 (Südgrenze der OBR Stettin bei Bernau) bis km 45 (Anschlußstelle Joachimsthal). Die Decken dieser Strecke wurden hauptsächlich im Sommer und Herbst 1935, teilweise auch noch im Winter 1935/36 hergestellt, so daß der Gesamtabschnitt am 4. April 1936 dem Verkehr übergeben werden konnte.

2. Der Streckenabschnitt von km 45 bis 113 (Anschlußstelle Colbitzow bei Stettin) wurde im Sommer 1936 hergestellt und am 27. September 1936 dem Verkehr übergeben.

3. Der Rest der Strecke von km 113 bis zum vorläufigen Ende der Autobahn bei Hornskrug (km 140) wurde im Herbst 1936 begonnen und am 31. Juli 1937 zur Benutzung freigegeben.

Die vorgenannten Streckenabschnitte wurden in Baulose unterteilt, deren Einteilung aus Abb. 1 hervorgeht. Im ersten Abschnitt (km 4,2 bis 45) war die durchschnittliche Loslänge verhältnismäßig gering, außerdem stand eine vergleichsweise lange Bauzeit (Juni 1935 bis März 1936) zur Verfügung, so daß in diesem Abschnitt die Anlagen der Reichsbahn, die die Hauptzubringerlinien bildeten, fast keine Erweiterung erfahren mußten.

Die Baustoffe für das Los 0 (km 4,2 bis 8,8) konnten von einem kaum benutzten Ausziehgleis des Bahnhofs Bernau abgeladen werden, das am Südende des Bahnhofs auf hohem Damm liegt. Es gestattete die Entladung von Hand unmittelbar in Vorratsbunker, die an die Böschung angelehnt wurden (Abb. 4). Von dort brachte eine 4,7 km lange Förderbahn die

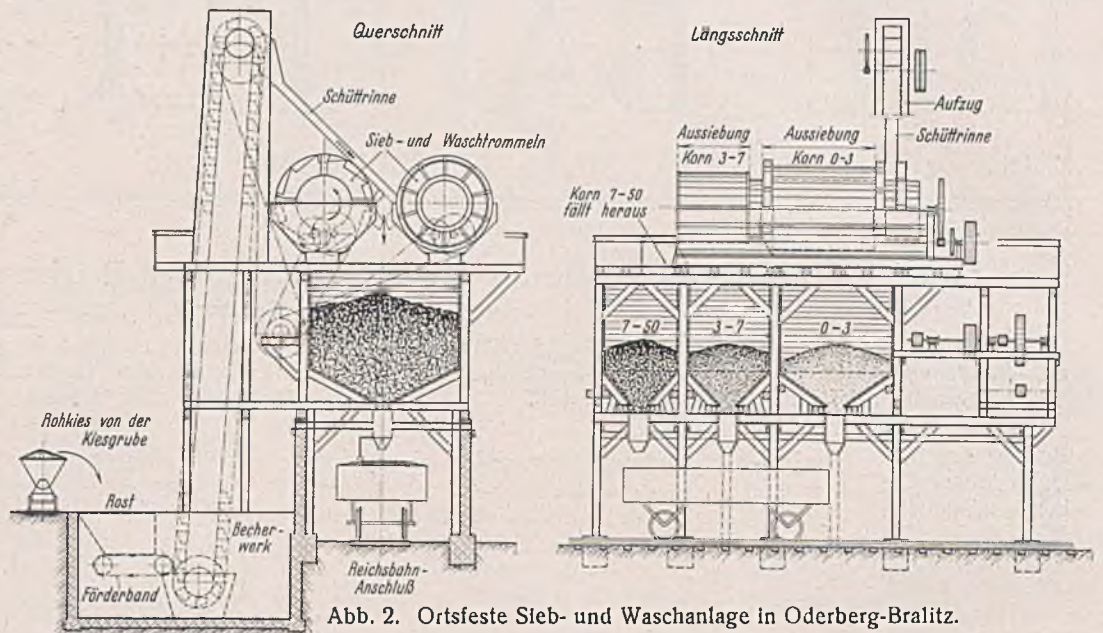


Abb. 2. Ortsfeste Sieb- und Waschanlage in Oderberg-Brallitz.

Stoffe zu der „Siloanlage“ bei km 7,7 + 20 der Autobahn. Da diese ebenfalls an der hohen Böschung einer Überführungsrampe lag, konnten die Förderbahnwagen auf die Silos hinauffahren und ihren Inhalt unmittelbar in sie hineinkippen. Am Auslauf der Silos (Abb. 5), die nur etwa Tagesbedarf enthielten, befanden sich selbsttätige Waagen — von der Verwaltung war gewichtsmäßige Zuteilung der Zuschlagstoffe verlangt — aus denen Kies, Splitt usw. in die Förderbahnwagen abgezapft werden konnten, die sie dann zur Einbaustelle brachten.

In ähnlicher Weise wurde das Los 1 versorgt. Die Baustoffe wurden auf dem Bahnhof Rüditz, der zu diesem Zwecke erweitert werden mußte, in Förderbahnwagen des Unternehmers umgeladen. Hierdurch wurden sie mittels einer rd. 5 km langen Förderbahn bis zur Umschlagstelle bei km 10,2 gefahren. Dort war ebenfalls unter Benutzung einer Überführungsrampe eine Siloanlage errichtet, die in ihrer Grundanordnung mit der bei km 7,7 + 20 übereinstimmte.

Anders gestaltete sich die Versorgung der Lose 2 bis 6, die auf dem Wasserwege mit Hilfe des Hohenzollernkanals geschah. Auf seinem südlichen Ufer bei Finowfurt wurde für die Lose 2 und 3 eine gemeinschaftliche Umschlagstelle eingerichtet, wo die Stoffe durch einen Greiferkran auf Raupen in Vorratsbunker oder unmittelbar in Förderbahnwagen der beiden Unternehmer geladen wurden. Diese brachten sie über eine 3,25 km lange Förderbahn zu den beiden getrennten Siloanlagen der Lose 2 und 3, die denen der Lose 0 und 1 ähnelten und an den Damm der Autobahn selbst angelehnt waren.

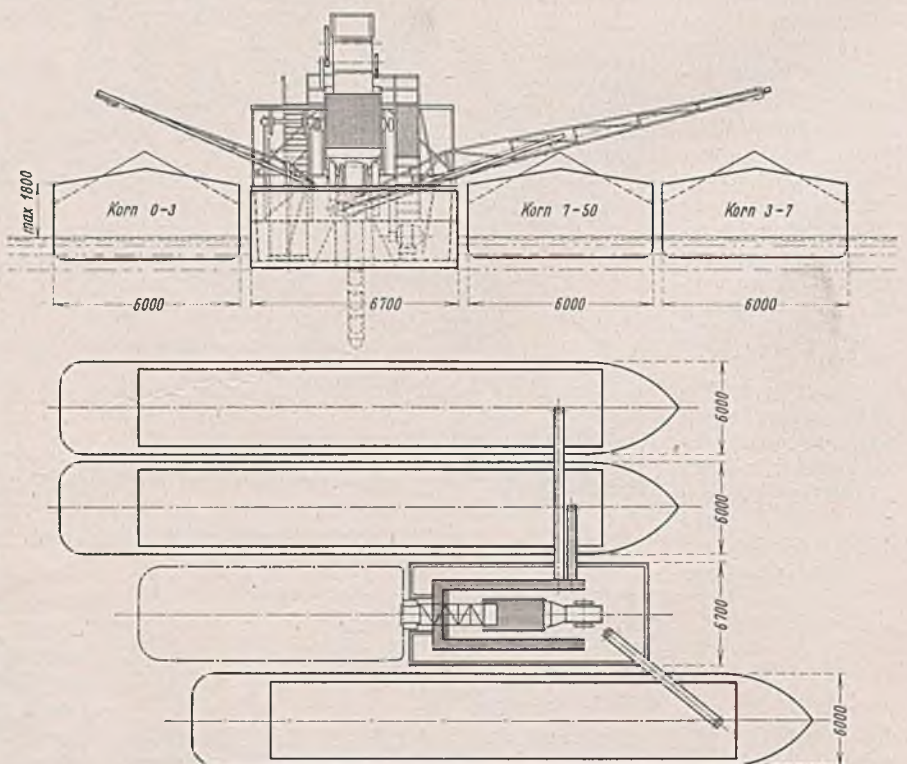


Abb. 3. Schwimmende Kiesaufbereitungsanlage in Bellinchen a. d. Oder.

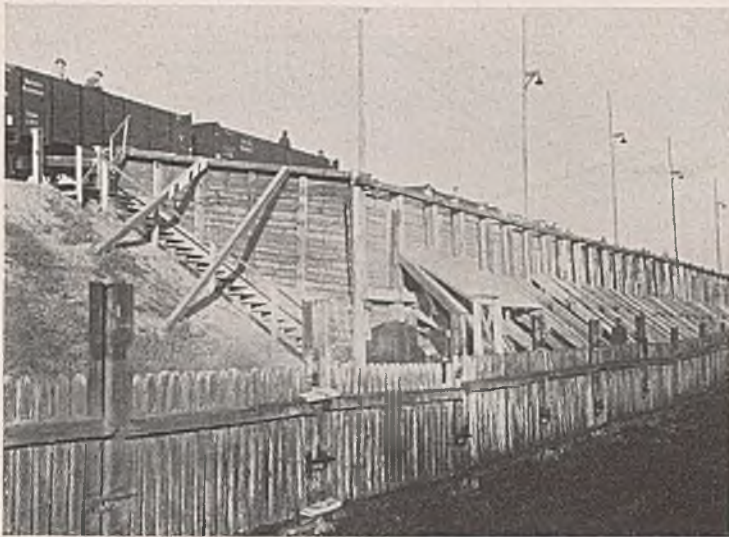


Abb. 4.
Bunkeranlage am Reichsbahnhof Bernau.

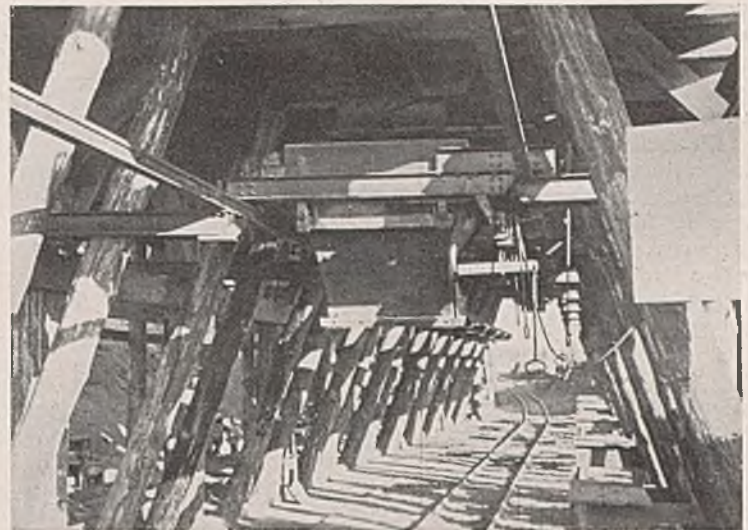


Abb. 5. Siloanlage für Deckenlos 0 bei Bernau. Unteransicht der Silos mit selbsttätigen Waagen.

Das Los 4 war zunächst nicht in Auftrag gegeben worden, es wurde später je zu einem Teil an die beiden Unternehmungen der Lose 2 und 3 vergeben, so daß hierfür besondere Einrichtungen nicht erforderlich waren.

Für die Lose 5 und 6, die getrennt ausgeschrieben waren, wurde eine Arbeitsgemeinschaft gebildet. Diese errichtete auf der Nordseite des Hohenzollernkanals, westlich der Autobahnkreuzung, eine umfangreiche Anlage, in der im Gegensatz zu allen bisherigen Losen Umschlag, Vorratslagerung und Verwiegung auf einer Stelle vereinigt waren. Abb. 6 stellt die Einrichtung dieser bemerkenswerten Anlage dar. Die Stoffe wurden, wie daraus zu erschen ist, mit Greiferkran aus dem Kahn in die Bunker umgeschlagen. Von dort wurden sie durch Förderbänder in die hochstehenden Silos befördert, aus denen sie mit Hilfe der selbsttätigen Waagen in die Förderbahnen abgezapft wurden (Abb. 7). Mit diesen wurden sie unmittelbar bis zur Verwendungsstelle geschafft.

nügende Erhärtungszeit bleibt. Außerdem müssen nach Fertigstellung der eigentlichen Betonarbeiten noch der Mutterboden auf Mittel- und Seitenstreifen aufgebracht, dieser angesät, Beschilderung und Geländer aufgestellt sowie Asphalt- und andere Arbeiten ausgeführt werden.

Bezüglich der Beschaffung wirkte sich das vor allem dahin aus, daß noch eine weitere, dritte Kiesgrube in Bellinchen a. O. ausgebaut werden mußte, da die bisher zur Verfügung stehenden zwei Kiesgruben allein den täglichen Bedarf nicht mehr decken konnten.

Was die Heranbeförderung anlangt, so verursachten die wesentlich höheren täglichen Leistungen einen umfangreicheren Ausbau der vorhandenen Verkehrsanlagen und der neu anzulegenden Umschlagstellen.

Die Gesamtstrecke Joachimsthal—Colbitzow wurde in fünf Baulose von je 13 bis 15 km Länge eingeteilt, über die nähere Angaben in nachstehender Tabelle zu finden sind:

Los Nr.	Strecken-Abschnitt	Heranbeförderung der Baustoffe	Ausladestelle	Zwischentransport	Umschlagstelle
7	45 bis 60	Reichsbahn, Strecke Eberswalde—Templin	Bahnhof Alt-Hüttendorf	Unternehmerförderbahn von 1,5 km Länge	In Alt-Hüttendorf links km 45,5 der Autobahn
8	60 bis 75	Reichsbahn, Strecke Angermünde—Prenzlau	Bahnhof Wilmersdorf	—	am Bahnhof Wilmersdorf
9	75 bis 88	Reichsbahn bis Bahnhof Schönermark, dann Prenzlauer Kreisbahn (normal-spurig)	Anschluß auf freier Strecke d. Bahnlinie Schönermark—Dahme links km 82 der Autobahn	—	am Anschlußbahnhof links km 82 der Autobahn
10	88 bis 101	Reichsbahn bis Casekow, dann mittelpommersche Kleinbahn bis Penkun für Splitt, Eiseneinlagen, Papier usw. — für Sand und Kies: Wassertransport bis Pommerensdorf südlich Stettin, dann mit der mittelpommerschen Kleinbahn bis Penkun — für Zement: Wassertransport Lebbin—Greifenhagen, von dort mit Lastkraftwagen zur Umschlagstelle Penkun	Anschluß auf freier Strecke der Kleinbahn Penkun—Pommerensdorf links km 97 der Autobahn	Mittelpommersche Kleinbahn (75 cm Spur)	am Anschlußbahnhof links km 97 der Autobahn
11	101 bis 113	Reichsbahn bis Colbitzow für Splitt und Eiseneinlagen — für Sand, Kies und Zement: Wassertransport auf der Oder bis Wasserumladestelle bei Schillersdorf, dann mit Unternehmerförderbahn	Bahnhof Colbitzow und Wasserumladestelle Schillersdorf	Unternehmerförderbahnen von 0,8 bzw. 3,5 km Länge	Colbitzow links km 113 der Autobahn

Die Baustellenversorgung des zweiten Bauabschnittes, der Strecke Joachimsthal—Colbitzow, gestaltete sich aus verschiedenen Gründen erheblich schwieriger als bei dem zuerst eröffneten Teilabschnitt.

Erstens war die Strecke statt rd. 40 fast 70 km lang, so daß es sich um weitaus größere Gesamtmengen handelte. Zweitens war die zur Verfügung stehende Bauzeit viel kürzer, so daß die täglich anzuliefernden Baustoffmengen wesentlich größer waren: Während für die erste Teilstrecke der größte Teil der Bauzeit 1935 sowie der Winter 1935/36 benutzt werden konnten, mußte der so viel längere zweite Teilabschnitt in den kurzen Sommermonaten des Jahres 1936 fertiggestellt werden, da die Eröffnung dieser Strecke bereits am 27. September 1936 stattfinden sollte. Hierbei ist zu beachten, daß das letzte m² Betondecke mindestens 3 bis 4 Wochen vor der Inbetriebnahme fertig sein muß, damit noch eine ge-

Die vorhandenen Bahnanlagen reichten für den zu bewältigenden Verkehr an den meisten Stellen nicht entfernt aus. Es mußten daher folgende Reichsbahnhöfe erweitert werden:

1. Bahnhof Oderberg-Brallitz am Sitze des einen der bereits im Jahre 1935 benutzten Kieswerke.
2. Bahnhof Alt-Hüttendorf (Versorgungsbahnhof für Los 7).
3. Bahnhof Wilmersdorf (Versorgungsbahnhof für Los 8).

Auf die Art der Erweiterung der Bahnhöfe im einzelnen weiter einzugehen, würde zu weit führen. Bemerkenswert sei nur, daß im ganzen 2100 lfd. m Gleis und 18 Weicheneinheiten verlegt werden mußten, wozu noch die erforderlichen Erdarbeiten, die notwendigen Ergänzungen der Sicherungsanlagen sowie andere Nebenarbeiten kommen. Insgesamt erforderte die Erweiterung dieser Bahnhöfe 220 000 RM Unkosten. Diese

Zahlen, die die Kosten der nur geliehenen Oberbaustoffe nicht enthalten, dürften den Umfang der Arbeiten klar erkennen lassen.

Die beiden vorerwähnten Kleinbahnen (s. Tabelle) mußten in noch höherem Maße durch Ergänzungsanlagen in den Stand versetzt werden, den für ihre Verhältnisse unerhört starken Neuverkehr zu bewältigen. Der der Umschlagstelle des Loses 9 nächstgelegene Bahnhof Lützlów der Kleinbahn Schönermark—Damme kam wegen seiner Unzulänglichkeit als Umschlagbahnhof überhaupt nicht in Frage. Es wurde daher beschlossen, einen vollkommen neuen Anschluß an die Bahn auf freier Strecke zu schaffen, wie in Abb. 8 dargestellt. Sie gibt einen anschaulichen Eindruck von der Größe dieser nur für 4 bis 5 Monate geschaffenen Anlage und läßt alle Einzelheiten erkennen.

Die Umschlagstelle Penkun des Loses 10 mußte durch die mittelpommersche Kleinbahn verfolgt werden, deren Strecken Schmalspurbahnen von 75 cm Spurweite sind.

Splitt, Eiseneinlagen, Papier sowie Betriebsstoffe des Unternehmers wurden in Casekow von der Vollbahn übernommen und von dort zu dem Anschluß bei Penkun geschafft. Die Gleisanlagen der Kleinbahn in Casekow konnten diesen Mehrverkehr nicht entfernt bewältigen und mußten daher erweitert werden. Es wurden zwei neue Aufstellgleise von je 125 m Länge geschaffen sowie noch andere kleinere Arbeiten ausgeführt.

Sand und Kies wurden von der Kiesgrube Bellinchen mit Kähnen nach Pommerendorf gefahren und von dort auf die gleiche Kleinbahn übergeladen. Hierzu mußten die Gleisanlagen in Pommerendorf ebenfalls erweitert werden. Außerdem wurde dort ein geräumiger Vorratsbunker errichtet, damit auch an dieser Umladestelle ein ausreichender Ausgleichvorrat gelagert werden konnte.

Wegen Überlastung der Strecke Pommerendorf—Penkun konnte der Zement nicht auch noch auf dieser Strecke befördert werden, er wurde auf dem Wasserwege vom Werk Lebbin nach Greifenhagen, von dort im Lastkraftwagen zur Umschlagstelle Penkun befördert.

Die Umschlagstelle Penkun (km 97 der Autobahn) lag zwar nicht weit von dem gleichnamigen Bahnhof der mittelpommerschen Kleinbahn entfernt, doch konnte dieser wegen seiner unzulänglichen Leistungsfähigkeit nicht für die Ausladung der Baustoffe benutzt werden, vielmehr mußte ein besonderer, vollkommen neuer Anschlußbahnhof an der freien Strecke angelegt werden, dessen Gesamtgleislänge wesentlich größer war als die des bestehenden Bahnhofs Penkun. Hinzu kamen die Fördergleisanlagen der Baufirma, die zahlreichen Schuppen, Bunker, Silos usw., so daß in Verbindung mit dem auf der anderen Seite der Landstraße stehenden

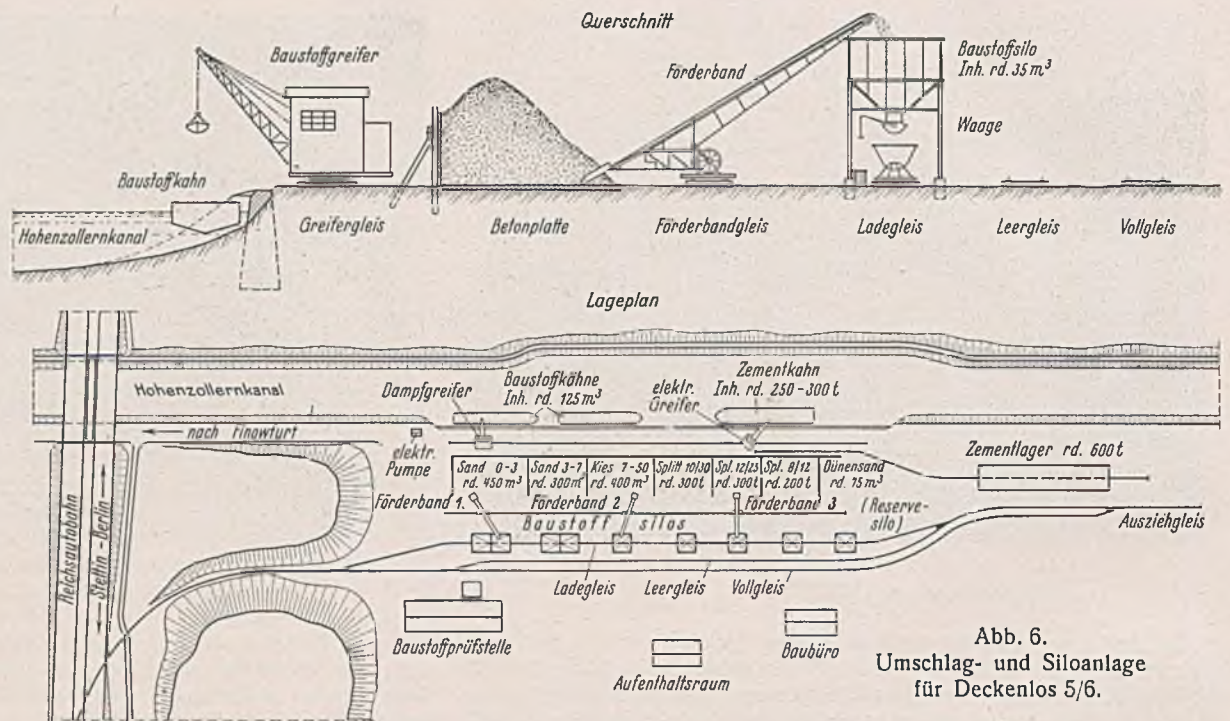


Abb. 6. Umschlag- und Siloanlage für Deckenlos 5/6.

Arbeiterlager eine umfangreiche Ansiedlung für fünf kurze Sommermonate entstand (Abb. 9).

Die Betriebseinrichtungen der Kleinbahnstrecke reichten ebenfalls nicht entfernt aus. Insbesondere an der Strecke Pommerendorf—Penkun, auf der täglich bis zu 550 m³ Kies befördert wurden, ergaben sich erhebliche Schwierigkeiten. Um diese zu beheben, mußten, abgesehen von der Vergrößerung der Kreuzungsstationen, vor allem die Betriebsmittel (Lokomotiven und Güterwagen) vermehrt werden; auch ein erhöhter Einsatz von Personal war erforderlich. Dank dieser weitgreifenden Maßnahmen wurde es auf dieser Bahnlinie ermöglicht, trotz ihrer an sich erheblich geringeren Leistungsfähigkeit die Transporte neben dem normalen Verkehr durchzubringen, ohne diesen zu beeinträchtigen.

Für die Versorgung der Umschlagstelle bei km 113 (Colbitzow) wurde die Erbauung zweier vollständig neuer Förderbahnen nötig. Zwar war die eine von beiden, die die Verbindung mit dem Bahnhof Colbitzow darstellte, verhältnismäßig kurz, 0,8 km lang und konnte bei einfachen Geländebedingungen ohne Schwierigkeiten hergestellt werden. Anders lagen jedoch die Dinge bei dem Bau der Förderbahn von der Wasserumladestelle Schillersdorf zur Umschlagstelle Colbitzow. Sie führte durch ein ziemlich bewegtes Gelände und mußte vor allem den starken Höhenunterschied zwischen der Sohle des Odertals und der Hochfläche bei Colbitzow überwinden. Sie mußte daher wie eine neu zu bauende Schmalspurbahn sorgfältig trassiert werden und erforderte bei einer Gesamtlänge von 3,5 km nicht unerhebliche Erd- und sonstige Arbeiten.

Die Wasserumladestelle Schillersdorf mußte in Gestalt eines Piers auf gerammten Pfählen an dem sumpfigen Ufer der Oder vollkommen neu geschaffen werden, da irgendwelche in Betracht kommenden Umschlagmöglichkeiten nicht vorhanden waren. Abb. 10 gibt einen Überblick über



Abb. 7. Umschlag- und Siloanlage für Deckenlos 5/6.

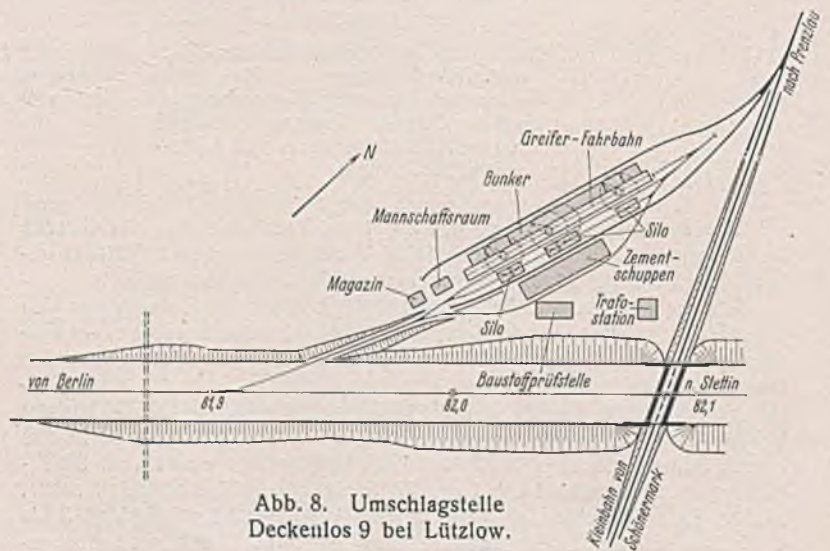
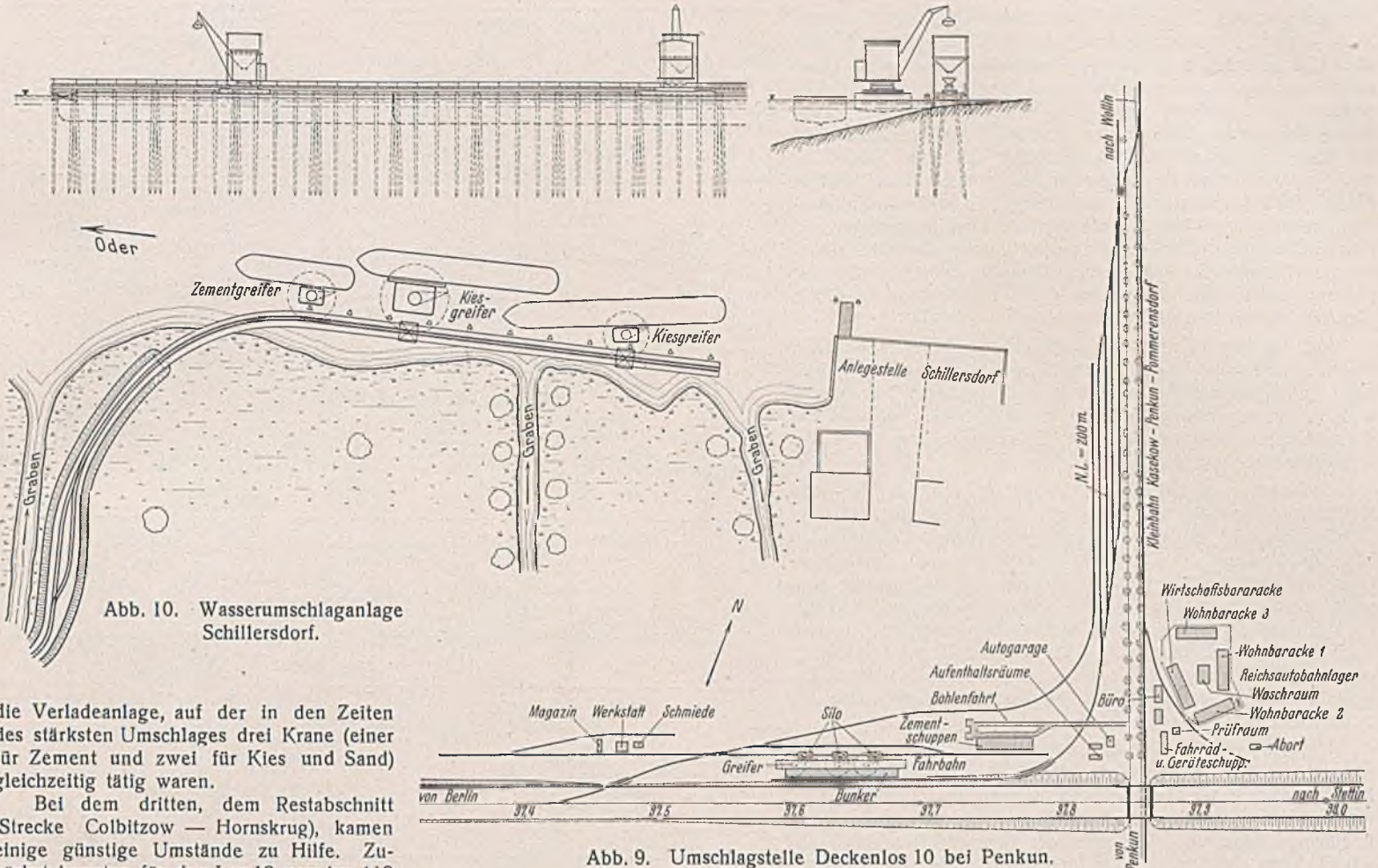


Abb. 8. Umschlagstelle Deckenlos 9 bei Lützlów.



die Verladeanlage, auf der in den Zeiten des stärksten Umschlages drei Krane (einer für Zement und zwei für Kies und Sand) gleichzeitig tätig waren.

Bei dem dritten, dem Restabschnitt (Strecke Colbitzow — Hornskrug), kamen einige günstige Umstände zu Hilfe. Zunächst konnten für das Los 12 von km 113 bis 119 die Transportanlagen des Loses 11 (Colbitzow) ohne weiteres mitbenutzt werden. Ebenso fand sich für die Lose 14 und 15 (km 128,5 bis 139) am Vorbahnhof Altdamm in unmittelbarer Nähe der Autobahn ein gut geeignetes Gelände für die Errichtung der Umschlaganlage. Besonders günstig wirkte sich hier der Umstand aus, daß genügend unbenutzte Gleisanlagen vorhanden waren, so daß eine Erweiterung der Vollbahnanlagen nicht nötig war.

Lediglich für das Los 13 (km 119 bis 128,5) ergaben sich größere Schwierigkeiten. Es mußte dort, in ähnlicher Weise wie in Schillersdorf, am Süden des sogenannten Klützer Dinges (eines durch die Autobahn abgeschnittenen Nebenarmes der Ostoder) eine Wasserumladestelle hergestellt werden (Abb. 11). Sie erhielt in ähnlicher Weise wie ihre Schwesteranlage in Schillersdorf die Gestalt eines Piers auf gerammten Pfählen und wurde ebenfalls mit drei Kranen ausgestattet. Die Silo- und Bunkeranlage des Loses 13 war bei km 120 auf dem Rande des höher gelegenen Geländes erbaut. Bis dorthin mußte, wie auf dem linken Oderufer, eine Förderbahn von etwa 2 km Länge angelegt werden. Da die Autobahn-Überführungen über die Bahnlinie und Straße Podejuch—Greifenhagen wegen Verzögerung der Eisenlieferungen noch nicht fertig waren, mußten für die Förderbahn behelfmäßige Brücken zur schienenfreien Kreuzung dieser beiden Verkehrswege aufgestellt werden. Eine

von beiden ist in Abb. 12 wiedergegeben, um einen ungefähren Begriff von dem Umfang selbst dieser an sich verhältnismäßig untergeordneten Bauwerke zu geben. Erwähnt sei übrigens bei dieser Gelegenheit, daß außer diesen beiden Förderbrücken noch drei andere errichtet werden mußten, eine bei Alt-Hüttendorf, die beiden anderen in der Nähe des Bahnhofs Altdamm.

Hält man nun noch hinzu, daß jedes Baulos — abgesehen von dem umfangreichen Maschinenpark an jeder Deckenbaustelle selbst — von Anfang bis zu Ende mit einem durchgehenden Fördergleis und mit zahlreichen Ausweichstellen versehen war, so erhält man einen ungefähren Begriff von den außerordentlich ausgedehnten Anlagen und Einrichtungen, die eigens für die Herstellung der Betondecken der Autobahnstrecke Berlin—Stettin in kürzester Zeit geschaffen und wieder besetzt werden mußten.

Aufschlußreich ist ein Vergleich der verschiedenen „Umschlagstellen“ der einzelnen Baulose, die in Abb. 13 skizzenhaft im Querschnitt zusammengestellt sind. Im ersten Streckenabschnitt überwiegen die „getrennten“ Anlagen, d. h. solche, bei denen Umschlag, Vorratslagerung und Verwiegung an räumlich getrennten Stellen vorgenommen werden, im zweiten und dritten Streckenabschnitt kommen fast nur noch solche



Abb. 11. Wasserumschlaganlage Sydowsaue am Klützer Ding.

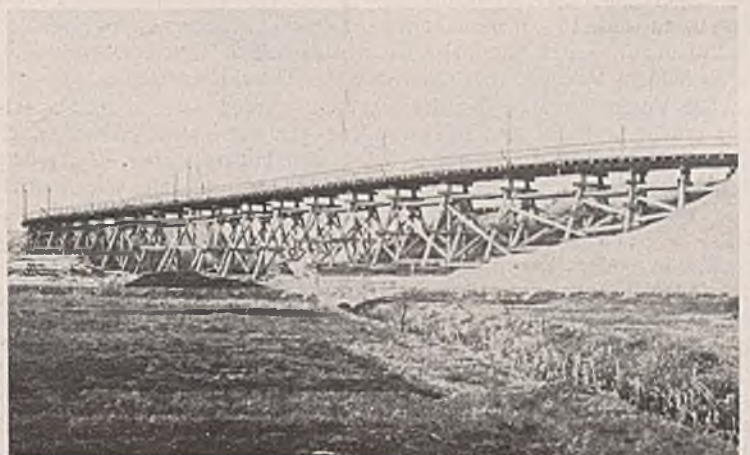


Abb. 12. Förderbahnbrücke bei Sydowsaue.

Anlagen vor, auf denen alle diese Arbeitsvorgänge an einer Stelle vereinigt sind. Auch weisen die Umschlagstellen fast aller Unternehmer in diesen Bauabschnitten eine große Ähnlichkeit miteinander auf. Der Grund hierfür dürfte sein, daß erstens die Lose eine wenigstens annähernd gleiche Länge haben, zweitens die Verwaltung wesentlich weitergehende Vorschriften über Vorratslagerung (6tägiger Bedarf an Sand, Kies und Splitt, 10tägiger Bedarf an Zement) gemacht hatte, drittens die inzwischen gesammelten Erfahrungen der Firmen allmählich zu einem gewissen Normaltyp der Umschlaganlagen geführt haben, der offenbar die beste Lösung darstellt, sofern nicht örtliche Besonderheiten zu Abweichungen Veranlassung geben. Es dürfte angebracht sein, die Entwicklung in dieser Hinsicht weiter zu verfolgen.

Mit der Erweiterung der vorhandenen und dem Schaffen ergänzender Förder- und Umschlaganlagen allein war es jedoch nicht getan, es mußten außerdem noch wichtige betriebliche und verwaltungstechnische Maßnahmen getroffen werden, um die rechtzeitige und ausreichende Heranbeförderung der großen Baustoffmengen sicherzustellen.

Die wichtigste betriebliche Maßnahme auf den Voll- und Kleinbahnen war die Bereithaltung eines nur für die Kies- und Sandbeförderung bestimmten und entsprechend beschilderten Wagenparks sowie die Einlegung von Pendelzügen, deren sorgfältig aufgestellter Fahrplan genau auf die vorliegende Aufgabe zugeschnitten war. Auf diese Weise gelang es, nicht nur die planmäßige Anfuhr dieser Stoffe sicherzustellen, sondern auch einen besonders günstigen Umlauf der Wagen zu erzielen, der wesentlich (etwa 50%) schneller war als der sonst allgemein übliche. Auch bei der Wasserbeförderung wurde der Pendelbetrieb teilweise angewandt.

Um die unausbleiblichen Unregelmäßigkeiten bei der Lieferung, der Beförderung und der Abnahme der Baustoffe (z. B. Maschinenbruch im Lieferwerk, Störungen auf dem Transport und bei der Umladung, Aufenthalte auf der Baustelle durch ungünstige Witterung, Versagen der Baumaschinen usw.) unschädlich zu machen, wurden außerdem bei der OBR Stettin selbst und bei den Bauabteilungen besondere Überwachungsstellen eingerichtet, deren Aufgabe es war, durch ständige Fühlungnahme mit den Lieferwerken und den Baustellen die Heranbeförderung der Stoffe täglich zu regeln und flüssig zu erhalten. Wenn es dabei auch häufig hart auf hart ging und oft scheinbar unüberwindliche Schwierigkeiten auftraten, so gelang es doch dem unermüdlichen Einsatz der mit dieser Aufgabe betrauten Bediensteten, insbesondere der bei der OBR Stettin selbst eingerichteten Förderleitung, das gesteckte Ziel zu erreichen.

Ohne diese weitgehende Einflußnahme der Verwaltung auf die Ausgestaltung der Förderanlagen und die sorgfältige tägliche Regelung des Zulaufs der Massen wäre es nicht gelungen, die Betondecken der Auto-

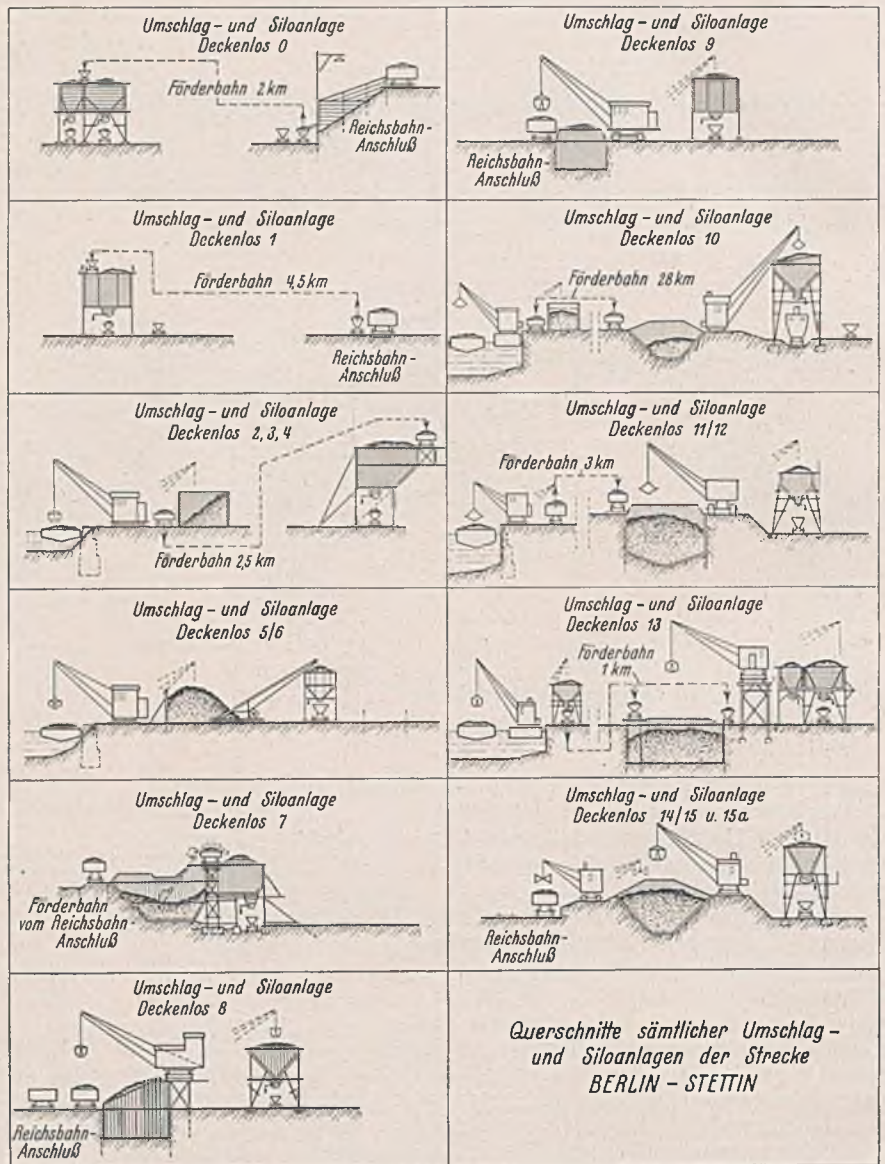


Abb. 13. Querschnitte sämtlicher Umschlag- und Siloanlagen der Autobahnstrecke Berlin—Stettin—Hornsburg.

bahnstrecke Berlin—Stettin termingemäß fertigzustellen, insbesondere der zweimal 70 km langen Fahrbahnen des Abschnittes Joachimsthal—Colbitzow, die im Jahre 1936 in der kurzen Zeit von etwa 4 1/2 Monaten verlegt wurden.

Alle Rechte vorbehalten.

Großsiloanlage in Thüringen.

Von Ingenieur Walter Mundt, Allstedt (Thür.).

Heute hat sich durchweg die Ansicht durchgesetzt, daß das geerntete Getreide dort gelagert wird, wo es gewachsen ist, da durch diese Maßnahme erhebliche Beträge an doppelten Transportkosten gespart werden. Die Getreidehandlungen in den Überschußgebieten sind daher gezwungen, ihre Lagerräume zu vergrößern oder neue, möglichst moderne Lageranlagen zu schaffen. Man sieht heute sehr oft in kleinen Orten innerhalb oder in unmittelbarer Nähe von Überschußgebieten Getreidelagerhäuser, die in keinem Verhältnis zu der Größe der Ortschaften stehen.

Die Vergrößerungen des Lagerraumes werden jetzt durchweg als Silos errichtet. Diese sind in den Anlage- und Betriebskosten wesentlich billiger als massive Boden- oder gar Trichterbodenspeicher. Außerdem ist der Silospesicher hochgradig mechanisiert und deshalb sein Betrieb weitgehend unabhängig von menschlichen Arbeitskräften, die ja in der Haupt-Einspeicher- und Bearbeitungszeit infolge der Ernte- und Druscharbeiten besonders knapp sind. Die Pflegemöglichkeiten für das Lagergut sind gleichfalls wesentlich umfangreicher als im Lagerspeicher. Bei unserem deutschen Getreide kann man im Gegensatz zum Auslandgetreide auf Pflege und Getreidehygiene ja nicht verzichten, wenn man hochwertiges und einwandfreies Mahlgut erzielen und Lagerverluste ausschalten will.

Am Rande der Goldenen Aue, eines der fruchtbarsten Weizenanbaugebiete Deutschlands, in dem kleinen thüringischen Landstädtchen Allstedt, ist diese Tatsache besonders augenfällig. Im Jahre 1930 wurde von einer Getreidehandlung ein kleiner Holzsilos erbaut. Da die Lage des

Speichers einmal zu der erzeugenden Umgebung und zum andern zu den Absatzgebieten durch gute Transportwege sehr günstig war, reichte der Silo schon im Jahre 1935 nicht mehr aus, und es mußte eine den neuzeitlichsten Anforderungen genügende Großsiloanlage errichtet werden. Die Größe wurde seinerzeit zu etwa 2250 t angenommen, der Möglichkeit der Erweiterung aber schon durch geeignete Anlage der Maschinen Rechnung getragen. Im Jahre 1936 zeigte sich als Folge der angegebenen, von der Reichsregierung geförderten Entwicklung, daß eine weitere Vergrößerung der Anlage wirtschaftlich ausgenutzt werden konnte. Die gesamte Anlage mit einer Fassung von rd. 5000 t ist heute das größte Getreidelagerhaus Thüringens.

Der Holzsilos erhielt einen Fassungsraum von 300 t in 15 Zellen. Die Förderanlage für eine stündliche Leistung von 12,5 t besteht aus Einspicherelevator und Drehrohrverteiler. Eine Reinigungsanlage, die mit Vor- und Aufnahmebunkern für eine mehrstündige Betriebsdauer der Maschine versehen ist, hat eine Stundenleistung von 2,5 t. Die Wände und Böden sind in der normalen Konstruktion der Ständersilos mit einseitiger Bohlenverkleidung an den Wänden bzw. Bohlen- und Zinkblechverkleidung auf den Rutschflächen hergestellt. Elevatorkopf und Kreisverteiler sind in einem kleinen Turmaufbau untergebracht. Das ganze Bauwerk ruht auf einer Betonplatte. Heute, nach Fertigstellung der neuen Siloanlage, dient dieser Silos nur noch zur Einlagerung kleiner Posten und kranken Getreides.

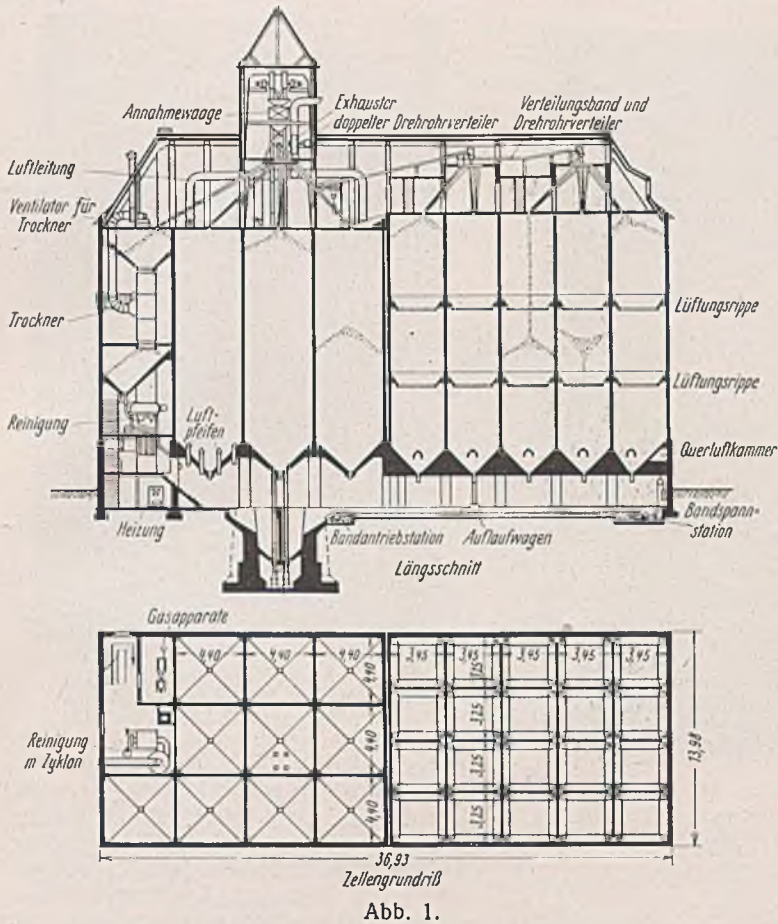


Abb. 1.

Die neue Großsiloanlage, in Abb. 1 u. 2 im Grundriß, Längsschnitt und drei Querschnitten dargestellt, faßt im ersten Bauabschnitt 2250 t, verteilt auf neun Hauptzellen ($4,40 \times 4,40$ m) mit je 230 t, zwei Gaszellen, Absackzelle und drei kleine Bunker, während der zweite Bauabschnitt in zwanzig Zellen von $3,45 \times 3,25$ m Querschnitt und 17 m Höhe 2360 t Schwergetreide aufnehmen kann. Der umbaute Raum der Gesamtanlage von O. K. Fundamentsockel bis O. K. Silozellendecke beträgt 9700 m^3 , also je t Fassungsraum rd. $2,1 \text{ m}^3$, was als äußerst günstige Ausnutzung bei dieser Größe angesehen werden muß. Der Preis der gesamten Siloanlage einschließlich der Maschinen beträgt 230 000 RM, d. s. 49,70 RM je t Fassungsraum (Maschinen rd. 42 000 RM oder 9 RM/t). Ein Umschlagsilo, wie er in den Seehäfen und anderen Umschlagplätzen erforderlich ist, muß mit einer möglichst vielseitig ausnutzbaren und sehr leistungsfähigen Maschinenanlage versehen sein, da die Betriebs- und Lohnkosten den Hauptanteil bei den jährlich ein Vielfaches des Fassungsraumes ausmachenden Einlagerungen bilden. Anders liegen die Erfordernisse bei einem reinen Lagersilo, in dem das Getreide viele Monate nach der Einlagerung zur Verfügung der Behörden liegenbleibt. Hierbei

ist also die Maschinenanlage weniger auf Vielfältigkeit der Leistung als auf möglichste Ausnutzung des vorhandenen Raumes zu Zellenraum zu konstruieren. Da die Vornahme gleichzeitig mehrerer Speicherarbeiten kaum vorkommt, konnte auf eine entsprechende Anlage der Maschinen verzichtet werden. Es genügt die Möglichkeit, einfaches Umstechen und Annahme bzw. Abgabe oder Absacken und Annahme gleichzeitig vornehmen zu können. Von der Anordnung eines durchgehenden Rampenbodens, der gestattet, von jeder Zelle unmittelbar absacken zu können, wurde aus den gleichen Gründen abgesehen und nur eine Absackzelle angeordnet. Falls diese tatsächlich einmal belegt sein sollte, wenn Absackungen vorgenommen werden sollen, dann läßt sich der verhältnismäßig geringe Inhalt in dem sehr trockenen Keller vorübergehend lagern. Diese Anlage hat sich für diesen Betrieb bis heute ausgezeichnet bewährt und als äußerst wirtschaftlich erwiesen. Nachstehend werden die einzelnen Elemente näher erläutert.

Die Förderanlage, bestehend aus zwei Elevatoren, zwei unteren Sammel- und einem oberen Verteilungsband, leistet stündlich 35 t. Die Annahme geschieht von der bahnseitig gelegenen Rampe aus. In zwei großen, untereinander zu verbindenden Annahmerümpfen von je 13 t Fassung werden kleinere Posten Getreide gesammelt. Die Elevatoren schaffen das gesammelte bzw. in größeren Posten ankommende Lagergut über die im Turmaufbau angeordnete selbsttätige Waage (s. Abb. 3) auf den doppelten Drehrührverteiler. Dieser verteilt es entweder unmittelbar durch Fallrohre auf die Zellen des ersten Bauabschnitts oder gibt es auf das obere Förderband, Abb. 4. Das Band wirft das Gut mittels Abwurfrollen auf zwei im zweiten Abschnitt befindliche Kreisverteiler, die es den Zellen zuführen. Die Auslagerung aus den Zellen nimmt folgenden Weg: Durch Teleskoprohre in den Rumpf, mit den Elevatoren (unter Zwischenschaltung oder Umgehung der Annahmewaage) auf die an der Rampenseite angeordnete Absackzelle. Hieraus wird unmittelbar über die fest eingebaute, doppelt wirkende Nettoabsackwaage auf Säcke gefüllt und mit Sackkarren auf Lastkraftwagen oder Eisenbahnwagen verladen. Aus dem neuen Teil gelangt das Getreide über die in Kanälen angeordneten Bänder in den Annahmerumpf, um von hier aus denselben Weg zu nehmen (Abb. 5).

Die Anlage gestattet als wichtigste Fördervorgänge:

1. Annahme, selbsttätige Verwiegung, Reinigung und Einspeicherung;
2. Annahme, selbsttätige Verwiegung und Beschickung des Absacksilos;
3. Annahme, selbsttätige Verwiegung, Einspeicherung und Umlauf;
4. Umlauf mit Reinigung (Aspiration) und selbsttätige Verwiegung;
5. Reinigung, selbsttätige Verwiegung und Absackung.

Die außerdem vorkommenden Förderkombinationen sind von untergeordneter Bedeutung. Die Trocknungsanlage belastet die Fördervorgänge sehr wenig, da nur sehr selten so feuchtes Getreide geliefert wird, das getrocknet werden muß. Mit den Maschinen des alten Holzsilos stehen die Förderanlagen des neuen Teiles nicht in Verbindung, da die Leistungen zu sehr differieren. Die Schaltung der Elevatoren und Förderbänder geschieht von der auf dem Rampenboden befindlichen Befehlsstation aus. Für das obere Band ist eine Kontrollleitung mit Lichtsignal angelegt, so daß bei Störungen sofort eingegriffen werden kann. Die Drehröhre werden gleichfalls vom Rampenboden aus eingestellt, so daß die ganze Förderanlage von der Annahme her in Betrieb gesetzt werden kann. Die selbsttätige Waage zeigt über ein Fernzählwerk gleichfalls die je 100 kg betragenden Ausschüttungen dem annehmenden Arbeiter im Erdgeschoß an. Der Rampenboden steht mit den Maschinenböden, dem Verteiler- und dem Turmgeschoß durch Hausteleskop in Verbindung.

Für die Reinigung und Lüftung des Lagergutes ist auf dem ersten Boden des Maschinenhauses eine Reinigungsmaschine mit Aspiration und Zyklon angeordnet (Leistung 15 t/Std.). Die Abfälle (Kleie, halbe Körner, Spreu usw.) werden in der Höhe des Rampenbodens abgesackt, während der Staub durch einen Schlot in einen neben dem Silo stehenden Schuppen mit einer Staubkammer geleitet wird, hier niederfällt und entfernt werden kann.

Für Getreide, das sehr feucht geerntet wird oder während der Lagerhaltung beim Bauern zuviel Feuchtigkeit aufnimmt, ist eine Trocknungsanlage mit einer Lei-

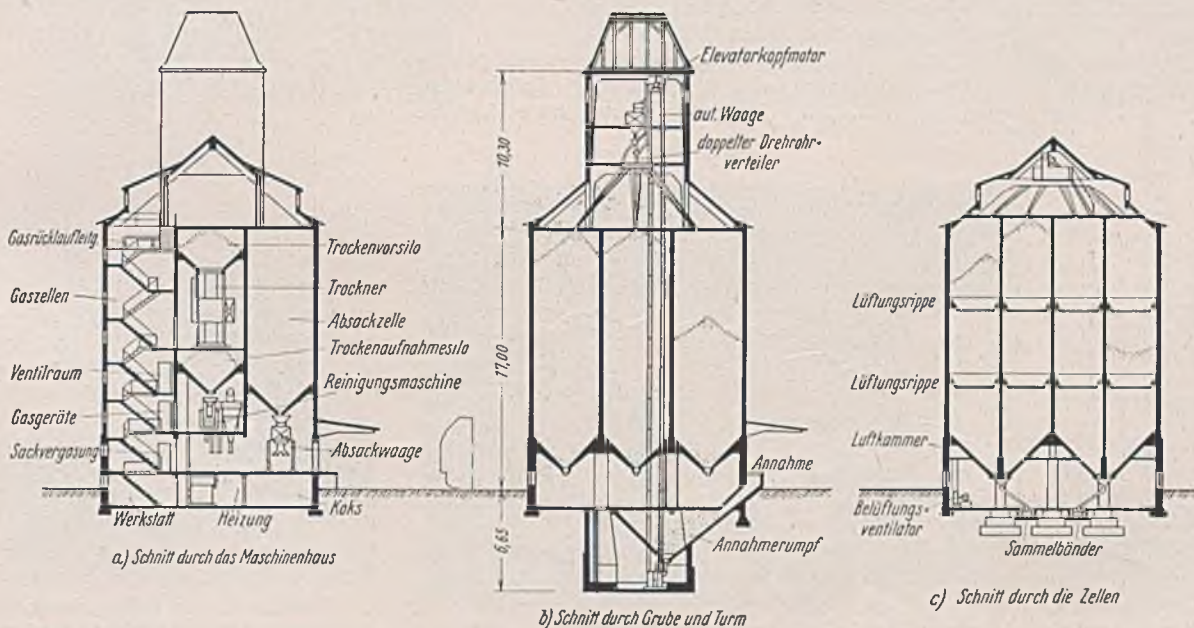


Abb. 2.

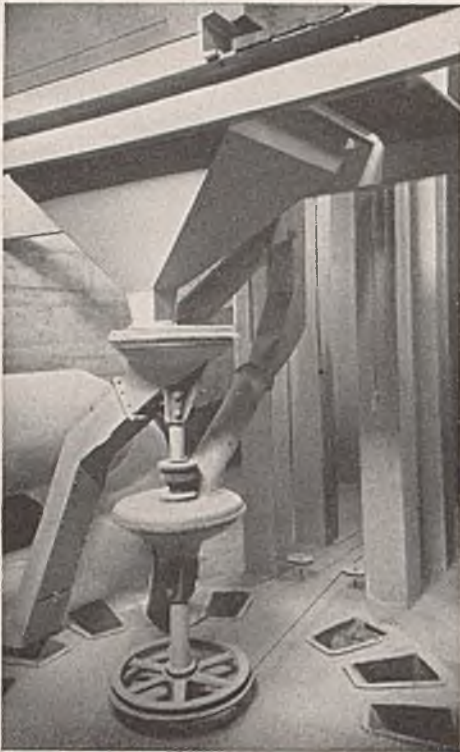


Abb. 3. Doppelter Drehrohrverteiler, darüber selbsttätige Waage, unten Fernsteuerungsseile. Links Hauptrohr der Entlüftungsanlage.

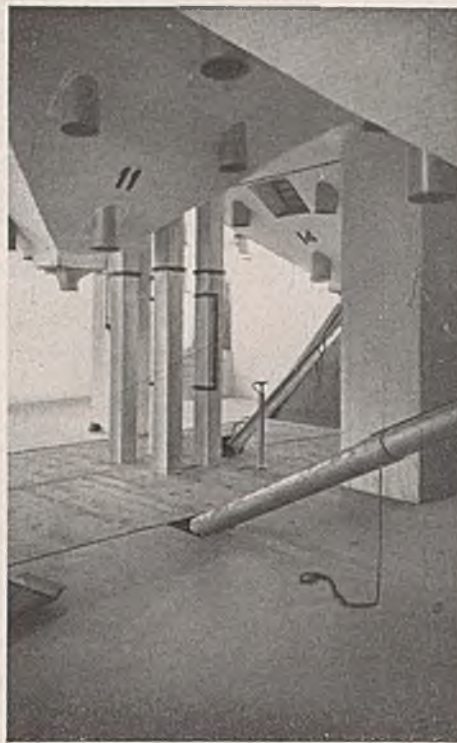


Abb. 5. Trichterboden des ersten Bauabschnittes mit den Luftpfeifen. Vorn rechts Teleskoprohr vom Zellenauslauf nach der Elevatorengrube.



Abb. 7. Bewehrung des Trichterbalkens im zweiten Bauabschnitt.

stung von 3 t/Std. eingebaut, in der die Spitzenfeuchtigkeit herabgetrocknet wird. Vor- und Aufnahmebunker gestatten einen mehrstündigen Betrieb des Trockners, ohne die Förderanlage hierfür in Betrieb haben zu müssen. Der für die Trocknung erforderliche Dampf wird im Keller in einer Niederdruckdampfkesselanlage erzeugt. Selbstschreibende Thermometer und Hygrometer gestatten eine genaue Kontrolle des Feuchtigkeitentzuges und Vermeidung schädlicher Hochtemperaturen. Der zur Beseitigung der feuchten, warmen Luft und zur Kühlung des getrockneten Gutes angeordnete Exhaustor ist über den Zellen im Dachgeschoß aufgestellt und durch eine Rohrleitung mit dem Trockenkörper verbunden.

Für kornkäferbefallenes Getreide sind zwei Begasungszellen vorgesehen. Diese Zellen, die je 20 t fassen, stehen durch Rohrleitungen mit einer unter ihnen befindlichen Begasungsapparatur in Verbindung. In diesen Apparaten wird ein Gas erzeugt, das alle tierischen Schädlinge tötet, das Getreidekorn in seiner Eignung für die menschliche Ernährung und für Saatgut aber nicht schädigt. Die abgestorbenen Käfer werden von der Reinigungsmaschine abgeschieden. Um die Säcke, die dem Kornkäfer besondere Brutstätten bieten und außerdem sehr zur Verbreitung dieses Schädlings beitragen, zu entwaschen, ist auf dem Rampenboden ein gasdicht verschleißbarer Raum angeordnet. Dieser Raum steht gleichfalls mit den Gasapparaten in Verbindung. Die Pflege der Lagerbestände kann in beiden Teilen außer durch Umstechen und Aspiration durch Einleitung von Frischluft in die Zellen geschehen. Für den südöstlichen Teil ist im Turm ein Exhaustor aufgestellt, der in der Lage ist, stündlich

10000 m³ verbrauchte Luft aus den Zellen abzusaugen. Die Verbindung mit den Zellen wird mit 600 mm weiten Rohren hergestellt. Die frische Luft, d. h. die kalte Außenluft, tritt unten durch die in jedem Trichterboden angeordneten 12 Pfeifen (Abb. 5) ein und wird oben abgesaugt. Im nordwestlichen

Teil ist eine grundsätzlich andere, moderne Lüftungsanlage eingebaut. Bei der eben beschriebenen Lüftung steigt die Luft durch die ganze Zellenhöhe. Der obere, am meisten gefährdete Teil der Füllung, die Kuppe, in der sich die aufsteigende Wärme sammelt, erhält also sehr spät die kühlende Luft. Im letzten Teil ist jede Zelle in drei, der Getreidedichte annähernd angepasste Höhenabschnitte geteilt (s. Abb. 2a), so daß eine wesentlich gleichmäßigere Verteilung der Frischluft auf den ganzen Inhalt stattfindet. Unter den Trichterböden führen in Beton ausgeführte Kanäle entlang, die mittels Drosselklappen mit jeder Zelle in Verbindung gebracht werden können. Die Frischluft wird durch einen Ventilator von ebenfalls 10000 m³ Stundenleistung mit Überdruck (120 mm WS) in die Luftkanäle und die angeschlossenen Zellen gepreßt. Unter der Decke wird die Abluft in Kanälen gesammelt und ins Freie geleitet, so daß der Dachraum staubfrei bleibt. Alle Lüftungseinbauten mit Ausnahme des Ventilators und der Drosselklappen bestehen aus Beton oder Eisenbeton, deren Unterhaltungskosten nach Fertigstellung der Anlage gleich Null sind.

Das bei Vollbelastung insgesamt etwa 17800 t wiegende Bauwerk ist durch Einzelfundamente bzw. Bankette auf dem teilweise aus steiniger Lette bestehenden Baugrunde gegründet. Die Belastung des Baugrundes beträgt einschließlic der Windlast an keiner Stelle mehr als 4,0 kg/cm².

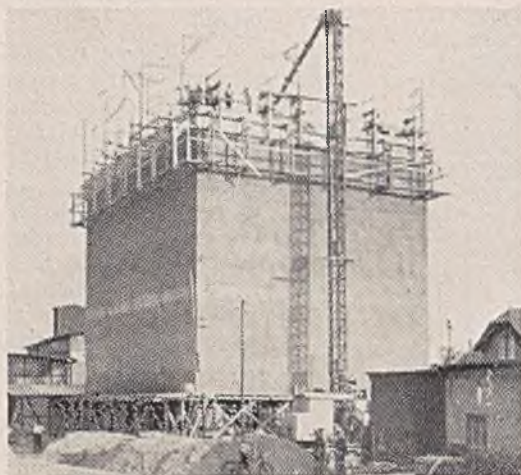


Abb. 4. Oberes Verteilungsband mit den beiden Kreisverteilern im neuen Teil.

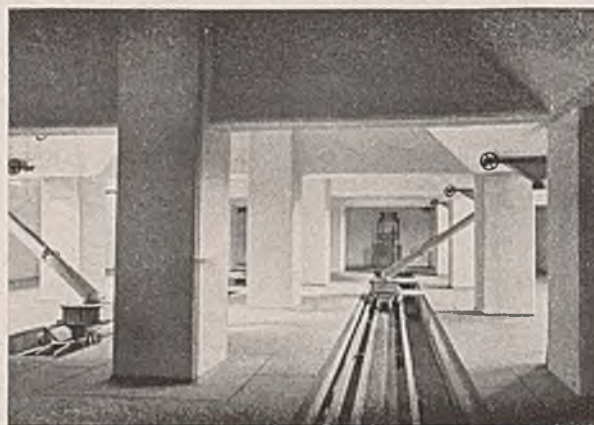


Abb. 6. Trichtergeschoß des zweiten Bauteiles mit den Bandkanälen und Auflaufwagen.

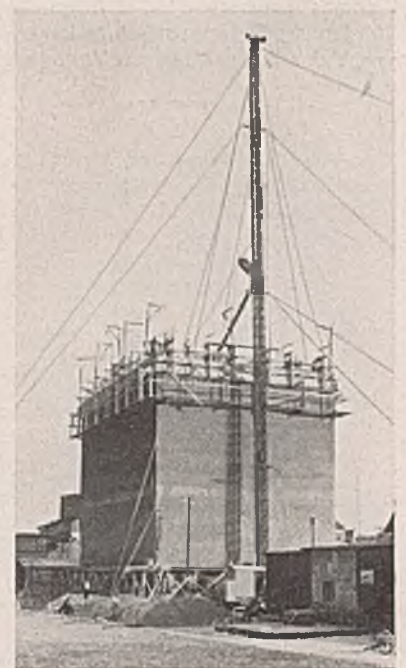


Abb. 8. Erster Bauabschnitt während des Betonierens der Zellennwände zwischen der Gleitschalung.

Die vier Mittelstützen des ersten Bauteiles wurden mit der Grube etwa 6,5 m unter Gelände geführt und durch Eisenbetonfundamente gegründet. Die Grubenwände und der Annahmetrichter bestehen ebenfalls aus Eisenbeton. Im zweiten Abschnitt wurden Stampfbetonblockfundamente von 2,60 × 2,60 m Größe und 1,60 m Tiefe unter den mit je 240 t belasteten Säulen angeordnet, um der Eisenknappheit zu begegnen. Lediglich unter den drei Stützen am Giebel wurden Eisenbetonplatten vorgesehen, um die Fundamente des ersten vollbelasteten Bauteiles nicht unterfahren zu müssen. Die Fundamentplatten sind in einer Dicke von 90 cm als Kragplatten ausgeführt. Die Ausschachtung und das Betonieren geschah für

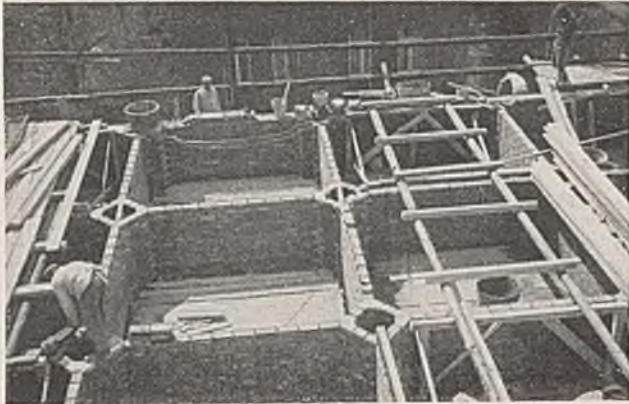


Abb. 9. Zellenwände aus Ziegelsteinen. In den Zellenecken sind die senkrechten Luftkanäle deutlich zu sehen.

jedes Fundament für sich, um eine Gefährdung des bestehenden Gebäudes auszuschalten. Die Bankette der Wände, die mit etwa 42 t/m belastet werden, wurden aus Stampfbeton hergestellt.

Die Wände des Kellers sind aus Ziegelmauerwerk bzw. Stampfbeton aufgeführt, die Stützen allesamt aus Eisenbeton.

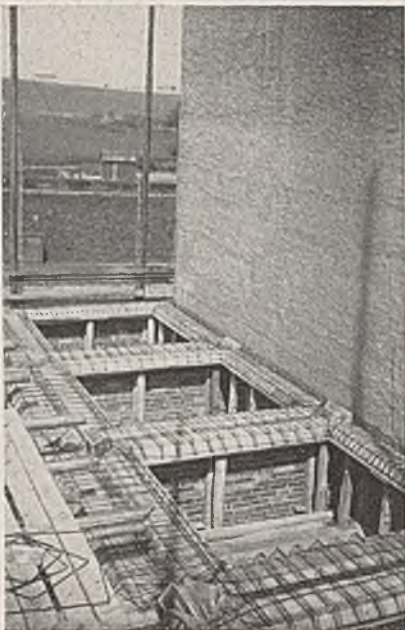


Abb. 10. Die Bewehrung der Eisenbetonlüftungsrippen.

In beiden Bauteilen weichen die Trichterkonstruktionen grundsätzlich voneinander ab. Während in dem im Jahre 1935 erbauten Teil hängende Pyramiden, die von den Luftpfifen durchstoßen werden, angeordnet sind (Abb. 5), werden die Ausläufe in dem 1937 errichteten Teil aus schräggespannten Platten gebildet. Diese liegen auf den Unterzügen und auf den Wänden und sind kreuzweise bewehrt. Die allseitigen Schrägen zum Auslaufstützen hin werden durch inneren Füllbeton (Leichtbeton) erreicht (Abb. 6 u. 7). Die oberen Zwickel der Trichterplatten sind durch leichte waagerechte Betonplatten abgetrennt und bilden damit die Luftkammern der Belüftungsanlage. Diese sind zur Kontrolle der Drosselklappen begehbar. Die Trichterplatte gibt mit den Unterzügen zusammen eine vorzüglich wirkende tiefgeteilte Kassettenplatte.

Die Zellenwände des alten Teiles sind aus Eisenbeton zwischen gleitender Schalung in 17 cm Dicke ausgeführt (Abb. 8). Die Außenwände sind innen mit 4 cm dicken Heraklithplatten gegen Wärmeeinbrüche isoliert. Die Platten sind innen verputzt. Die Bewehrung bestand im untersten Abschnitt aus 6 ϕ 20, im obersten aus 6 ϕ 8. Die Wandkreuzungen wurden säulenartig mit 4 ϕ 18 bewehrt. Die Wände im zuletzt erbauten

Teil bestehen aus Steineisenkonstruktionen. Die Dicke dieser Wände ergab sich aus der Steindicke zu 12 cm (Abb. 9). Diese geringe Dicke, die trotzdem noch eine erhebliche Eisenersparnis mit sich brachte, wurde nur möglich durch die statisch günstige Wirkung der Luftverteilungsrippen in den Zellenwänden (Abb. 10). Diese Rippen sind dachartig in Eisenbeton ausgebildet und bewirken eine Verringerung des höchsten Seitendruckes um etwa 40%! Die gesamte Eisenersparnis, die durch konstruktive Maßnahmen erreicht wurde, betrug, nebenbei bemerkt, etwa 16000 kg oder 23%! Die Berechnung der Seiten- und Bodendrucke geschah nach der Keildrucktheorie von Engeßer. Die Zellenwände wurden als

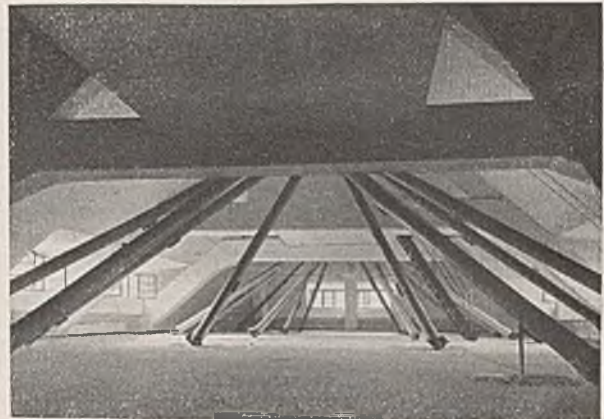


Abb. 11. Verteilergeschoß im neuen Bauteil mit den Fallrohren.

liegende ungleichseitige Achteckrahmen mit innerer gleichmäßig verteilter Belastung berechnet.

Die Abschlußdecken der Zellen sind kreuzweise bewehrt, durchlaufende Eisenbetonplatten. Im zweiten Teil sind die Decken zur Erhöhung des Fassungsraumes etwa 90 cm in das Dach gezogen (Abb. 1 u. 2c). Beide Decken sind durch Treppe und Rampe (für die Siloeinsteigwinde) miteinander verbunden. Der Dachstuhl des ersten Teiles, der als geschlossenes Walmdach ausgebildet war, besteht aus Rahmen, Pfosten und Sparren aus Eisenbeton, die auf die Zellenwände abgestützt sind. Der Turmaufbau ist Eisenbetonrahmenwerk mit Füllungen aus Ziegel-



Abb. 12. Gesamtansicht der Großsilanlage. Links vom Hauptgebäude erkennbar der Turm des Holzsilos.

steinen. Im letzten Bauabschnitt wurden als Dachkonstruktion freitragende Eisenbetonrahmen gewählt, da die Zellenwände keinerlei zusätzliche Belastung erhalten durften (Abb. 11). Die unteren Binder bis zur Bühne sind trapezförmig als Zweigelenrahmen mit in den Zellenwänden liegenden Zugbändern aus St 52 ausgebildet. Die Spitzenbinder wurden als Dreieckrahmen gleichfalls mit Zugband ausgeführt. Die Walmkonstruktionen bestehen aus tragenden Gratsparren und Mittelrahmen sowie getragenen Schlfirn. Die Längsverstärkungen bilden die Bühnen und ein am First angeordneter Längsbalken.

Die Dachdecken wurden teils aus fabrikmäßig hergestellten 8 cm dicken Eisenbetonplatten, teils aus 12 cm dicken Steineisenplatten angeordnet.

Durch die Beschränkung der Höhe des Hauptgebäudes — die Traufe liegt nur 17,0 m über Gelände — wurde sowohl architektonisch als auch städtebaulich eine ausgezeichnete Wirkung erzielt (Abb. 12). Als nordöstlicher Abschluß des Stadtbildes gegen die dort anschließenden Höhen hin bildet der lange, der Kleinstadt weitmöglichst angepaßte Baukörper mit dem ragenden Turm einen ausgezeichneten Übergang zu der auf den Höhen gelegenen alten Kaiserpfalz.

Als Dachdeckung wurden rote Biber gewählt, die wegen der Größe der Flächen als Sonderanfertigung außergewöhnlich groß gewählt wurden. Turm und Ausbauten sollten eigentlich, wie aus der Zeichnung ersichtlich, mit Steldach in Ziegeldeckung ausgeführt werden. Aus luftschutzn-technischen Gründen mußte aber davon abgesehen und Flachdach angeordnet werden. Der Außenputz, aus Roßlebener Unstrukties als Ziehputz in Zementmörtel mit Ceresitzusatz hergestellt, wirkt außerordentlich lebendig.

Die Bauzeit für den ersten Bauteil betrug vom ersten Spatenstich bis zur Vollendung $4\frac{1}{2}$ Monate, für den zweiten Teil vom Beginn bis

zur ersten Füllung 6 Monate. Sämtliche Konstruktionsteile wurden mit Handelszement und Handelseisen hergestellt. Lediglich die Dachrahmen im zweiten Bauabschnitt bilden eine Ausnahme. Deren zulässige Konstruktionshöhe wurde unter Begünstigung des Fassungsvermögens äußerst beschränkt, und für die Herstellung dieser Bauteile wurden hochwertiger Zement und St 52 benutzt.

Die Ausführung der Eisenbeton- und Maurerarbeiten geschah durch die Firma Silobau-Langer, Allstedt-Helme. Die Maschinen- und Förderanlage wurde von der Firma I. A. Topf u. Söhne, Erfurt, erstellt. Planarbeit und Bauleitung lagen in Händen des Verfassers.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Speicher besteht, wie aus dem Grundriß Abbild. 1 ersichtlich, aus drei Teilen: dem Nordbau mit 10 Lagergeschossen und 22000 t Fassungsvermögen, dem rd. 60 m hohen, 18-geschossigen Maschinenhaus und dem Südbau mit ebenfalls 10 Lagergeschossen und 21000 t Fassungsvermögen. Von den insgesamt 43000 t können auf Schüttböden 10000 t, in Silos 33000 t gelagert werden. Die Länge des Speichers beträgt 110,80 m, seine Breite 27 m. Maschinen-

Der neue Getreidespeicher in Stettin.

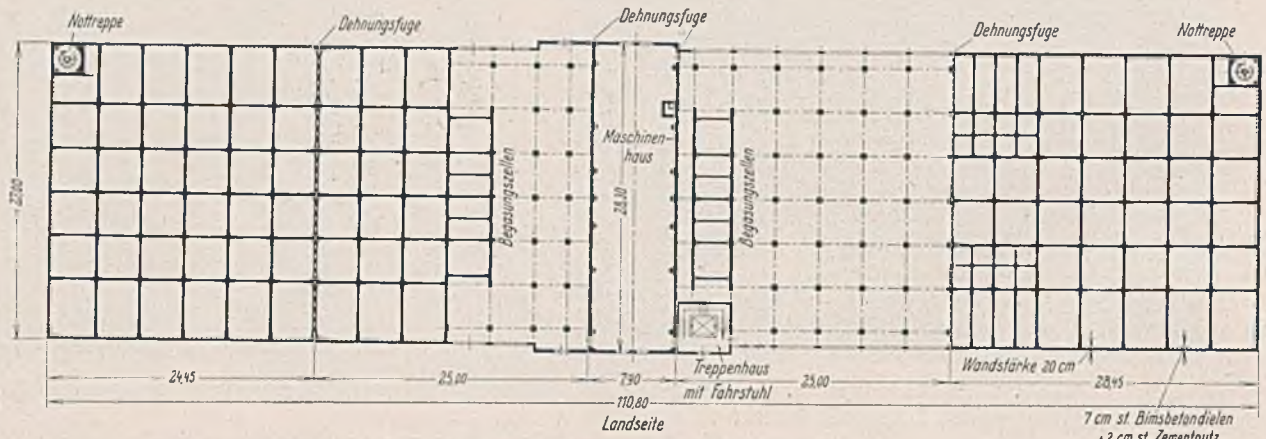


Abb. 1. Grundriß des Speichers.

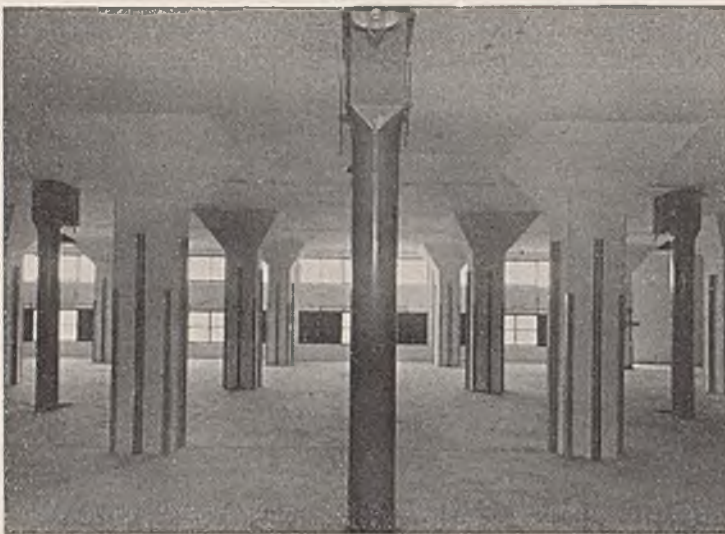


Abb. 2. Lagerboden.

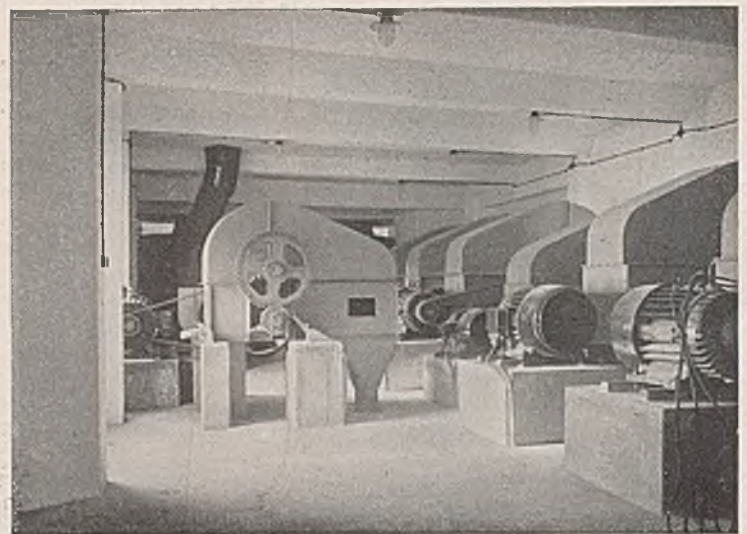


Abb. 3. Antriebsteile der hohen Heber im 16. Geschoss des Maschinenhauses.

haus und Nordbau wurden nach einer Bauzeit von 14 Monaten am 15. Oktober 1935 in Betrieb genommen, der Südbau nach 10 monatiger Bauzeit am 15. Februar 1936; die zuerst genannten 14 Monate schließen ein die dem eigentlichen Speicherbau vorangehende Verlegung von zwei Flußkabeln zur Versorgung der Baustelle mit Strom, außerdem den Bau einer 220 m langen Kalmauer, die Zuschüttung des Dunzigs zur Herstellung des Landanschlusses des Speichers, den Gleis- und Straßenbau und die Herstellung eines Umspanner- und eines Verwaltungsgebäudes.

Abgesehen von einigen Decken im Maschinenhaus, die wegen der vielen Aussparungen und zur Erleichterung späterer Veränderungen aus Stahlträgern mit Riffelblechen gebildet sind, bestehen Außenwände, die übrigen Decken, Dach und Gründungsplatte — ebenso die Kalmauer — aus Eisenbeton. In den Speicher wurden 30000 m^3 Eisenbeton und 2600 t Rundeseisen eingebaut.

Der tragfähige Baugrund liegt im Stettiner Hafengebiet etwa 9 m unter Gelände. In der Regel werden deshalb wichtigere Bauwerke auf Pfählen gegründet. Nordbau und Maschinenhaus ruhen auf 543 Frankipfählen, die bekanntlich eine hohe Belastung zulassen. Zur ihrer Herstellung wurden eiserne Rohre von 45 cm innerem Durchmesser und ein Rammbar von 2,9 t Gewicht verwendet. Die Herstellung der Frankipfähle erforderte mit drei Rammern rd. 6 Wochen. Der Südbau ist auf Senkbrunnen gegründet, deren Schneiden bis 14 m

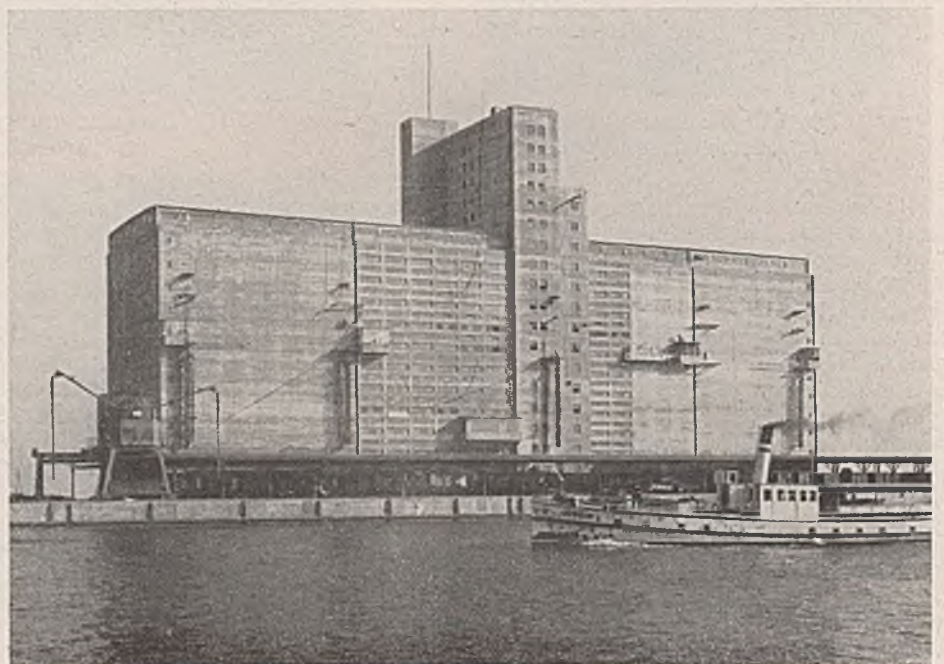


Abb. 5. Ansicht des Speichers von der Wasserseite.

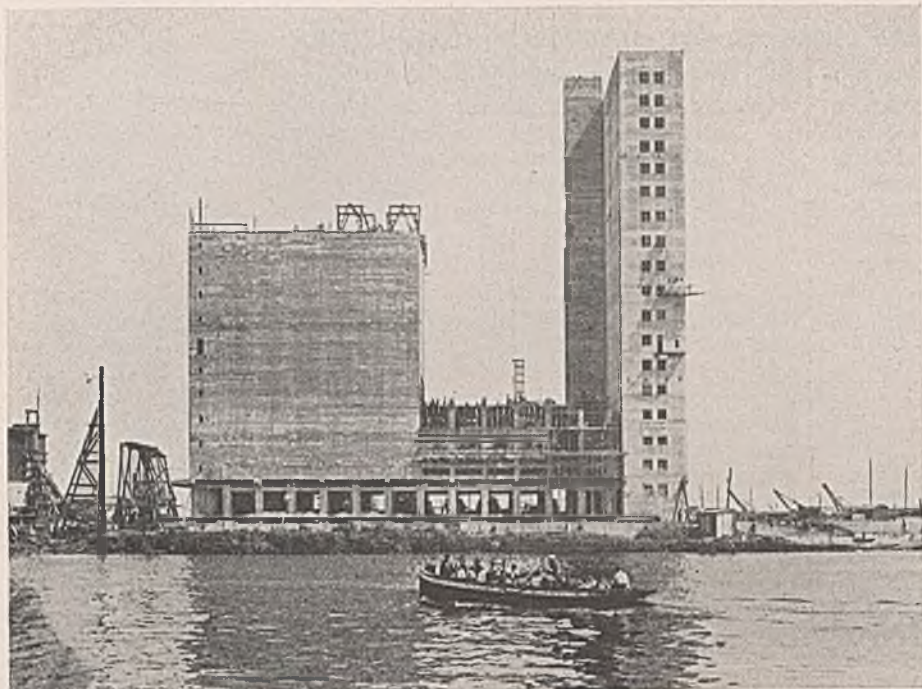


Abb. 4. Bauzustand im Juni 1935.
Krane heben für den Silobau den Boden aus.

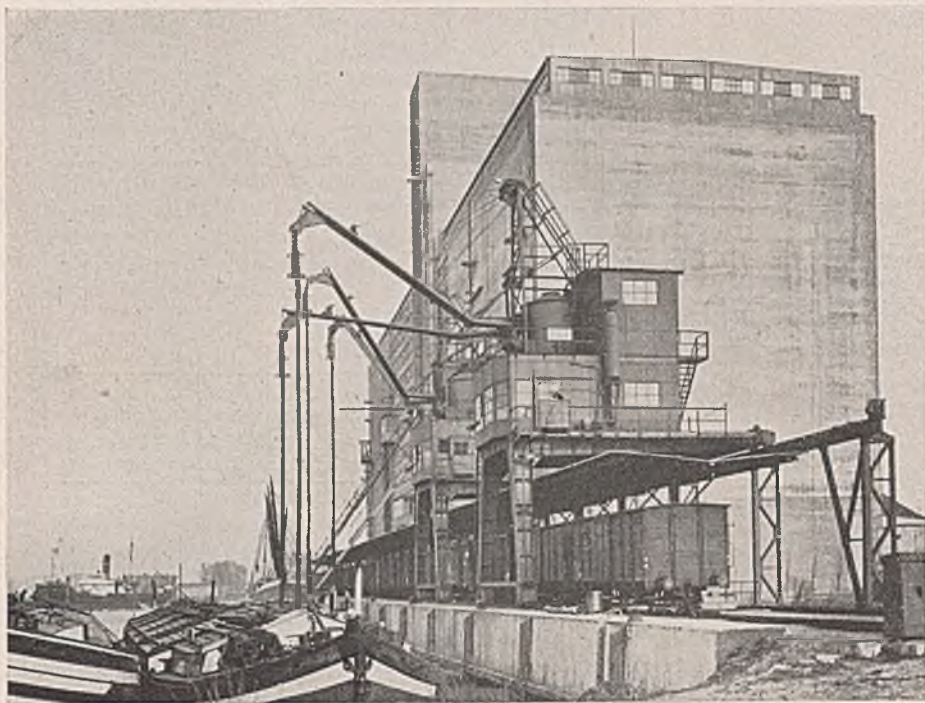


Abb. 6. Fahrbarer Sauger.



Abb. 7. Ansicht des Speichers von der Landseite.

unter Gelände liegen; nach den Ergebnissen der Belastungsversuche war erst in dieser Tiefe die bei Vollbelastung des Speichers auftretende Bodenpressung von $6,5 \text{ kg/cm}^2$ zulässig. Die Brunnengründung mußte gewählt werden, da bei Bewilligung der Mittel für den Südbau im Frühjahr 1935 die Eisenbetonpfähle für die Kaimauer und die Frankipfähle für das Maschinenhaus sowie die darüberliegenden Grundplatten bereits eingebracht waren und Bodenverdrängungen vermieden werden mußten. Der Brunnenkranz aus Eisenbeton hat $3,5 \text{ m}$, der obere Schaft 2 m Durchm. erhalten, der innere Hohlraum wurde nach dem Absenken im Kontraktorverfahren ausbetoniert.

Um die Gründung des Maschinenhauses gegen die Auswirkungen der beim Bodenaushub aus den Brunnen auftretenden Kolke zu sichern, wurde unter dem nördlichen Giebel des Südbaus statt der Brunnen eine tragende Peiner Kastenspundwand eingebracht; eine gleiche Spundwand steht auch mit Rücksicht auf eine spätere Erweiterung des Speichers nach Süden unter dem südlichen Giebel.

Über den Frankipfählen, deren geringste Abstände unter dem Maschinenhaus $1,5 \text{ m}$ betragen, und über den Brunnen liegen Eisenbetonplatten, die unter dem Maschinenhaus $1,5 \text{ m}$, unter dem Nordbau $1,1 \text{ m}$ und unter dem Südbau $1,2 \text{ m}$ dick sind.

Der Keller des Maschinenhauses liegt $2,6 \text{ m}$ unter dem mittleren Oderwasserstand; es ist deshalb über der $1,5 \text{ m}$ dicken Grundplatte eine vierlagige Asphaltpappdeckung gelegt, die mit drei bzw. im oberen Teil mit zwei Lagen an den Wänden bis über den Hochwasserspiegel hochgezogen ist. Dagegen legt sich eine in der Sohle 50 cm und an den Seiten 20 cm dicke innere Eisenbetonschale.

Maschinenhaus, Treppenhaus und Silos wurden von etwa 9 m über Gelände ab durch die Siemens-Bauunion, der die Bauausführung einschließlich der Gründung übertragen war, im Gleitbau hochgeführt; beim Maschinenhaus mit 224 m^2 Grundfläche und $52,4 \text{ m}$ gesamter Gleithöhe wurden dazu 26 Tage gebraucht; die größte Gleitgeschwindigkeit innerhalb 24 Stunden betrug $3,1 \text{ m}$.

Die Decken der Lagergeschosse — für eine Nutzlast von $1,5 \text{ t/m}^2$ berechnet — sind Pilzdecken mit Stützteilungen von $4 \times 4 \text{ m}^2$. Sie sind hergestellt im Mischungsverhältnis von 300 kg hochwertigem Portlandzement auf 420 l Splitt und 780 l Sand. Abb. 2 zeigt die Anordnung der Stützen in einem Lagerboden. Für die 114 Silos mit Einzelfassungsvermögen von 70 bis 470 t (außerdem sind zwölf Begasungszellen vorhanden) und für die Wände des Maschinenhauses im oberen, rd. 50 m hohen Teil wurde ein Mischungsverhältnis von rd. 300 kg hochwertigem Eisenportlandzement auf 390 l Splitt und 810 l Sand gewählt. Die mittleren Bauwerksfestigkeiten nach 28 Tagen für diese Bauteile waren rd. 220 kg/cm^2 . Die Wanddicken der Silos betragen 14 bis 20 cm ; das letztere Maß gilt für die Außenwände, an denen außerdem innen 7 cm dicke Bimsbetonplatten angebracht sind.

Die Höhen betragen in den Lagergeschossen $3,05 \text{ m}$, im Erdgeschoß $4,5 \text{ m}$ und im Keller $2,5 \text{ m}$. Dehnfugen sind angeordnet zwischen dem Nordbau bzw. dem Südbau und dem Maschinenhaus, außerdem sind Nordbau und Südbau durch je eine Dehnfuge unterteilt (s. Abb. 1).

Der Speicher enthält neben den erforderlichen Förderanlagen (Bändern, Hebern, Waagen) Reinigungsanlagen von 240 t Stundenleistung, zwei Trocknungen von zusammen 20 t Stundenleistung bei 4% Wasserentzug, Begasung in zwölf Zellen von zusammen 1800 t Fassungsvermögen und einen Raum für Sackbegasung. Abb. 3 zeigt die Antriebsteile der hohen Heber im 16. Geschoß des Maschinenhauses. Durch ein fahrbares Gebläse können die Silos belüftet werden. Geliefert wurde die maschinelle Einrichtung von der Maschinenfabrik Hartmann AG in Offenbach. Sechs Eisenbahnwagen können mit Verwlegen gleichzeitig entladen und aus Fuhrwerken 50 t stündlich gefördert werden.

Abb. 4 stellt den im Bau befindlichen Speicher an der Wasserseite dar. An der in Abb. 5 dargestellten Wasserseite des fertigen Speichers sind zwei fahrbare Sauger mit je 100 t Stundenleistung (Abb. 6) aufgestellt. Die Wärmeüberwachung in den Silos geschieht durch Thermometer (sechs in den großen Zellen $4 \times 4 \text{ m}^2$, drei in den kleineren Zellen), ihre Ablesung auf einer Meßtabelle im Erdgeschoß des Nordbaus.

Eine Ansicht der Landseite des Speichers bietet Abb. 7.

Wegen der vielen Umschlagsmöglichkeiten, die sich zum Teil gegenseitig ausschließen — es sind 135 Motoren eingebaut! — geschieht die Einstellung und Überwachung der Fördergänge durch ein elektrisches Stellwerk mit Leuchtschaltbild.

Die Kosten des Speichers ohne Gründung und ohne die maschinellen und elektrischen Anlagen haben rd. $2.500.000 \text{ RM}$ betragen, die Kosten der maschinellen und elektrischen Anlagen rd. $1.700.000 \text{ RM}$, so daß bei 43.000 t Fassungsvermögen ohne die Gründung jede Tonne Lagergut Baukosten von etwa 100 RM verursacht hat.

Schulze.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Sperrmauer- und Staudambauten der Tennessee-Regulierung.

Von Dr. Georg Garbotz VDI, o. Prof. an der Technischen Hochschule Berlin.

Der Verfasser hat mit Unterstützung des Herrn Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen und des Werberates der deutschen Wirtschaft im Herbst 1936 eine Studienreise durch den Osten der Vereinigten Staaten unternommen, um vor allem die dortigen Methoden bei der Herstellung von Straßen-, Beton- und Erdbauten kennenzulernen. Zu den eindrucksvollsten Arbeiten gehören dabei die zwölf Staustufen, die die Tennessee Valley Authority (TVA) im Zuge der Regulierung des Tennessee auf eine Strecke von 1050 km ausführt und deren eingehenderes Studium dem Verfasser dank der weitgehenden Unterstützung durch den Präsidenten Mr. A. E. Morgan und den leitenden Maschineningenieur Mr. A. J. Ackerman möglich war. Über Zweck, Ausmaße und Baudurchführung wird im folgenden berichtet^{*)}.

Das wirtschaftliche Ziel des TVA-Programms.

Auf eine Länge von 1050 km (von Paducah an der Mündung in den Ohio bis herauf nach Knoxville) erstreckt sich bei einem Gefälle von mehr als 170 m in einem Gebiete von 1000 bis 2000 mm Regenhöhe, etwa in einem nach Norden offenen Halbkreis von 400 km Durchm. fließend, der Tennessee (Abb. 1), der dem gleichnamigen Staate den Namen gegeben hat und der mit seinen Nebenflüssen noch in sieben weitere Bundesstaaten hineinreicht¹⁾. Ein beispielloser Raubbau in der Forstwirtschaft (in einem Gelände mit Höhenunterschieden von 2000 bis 90 m sind noch heute 100 000 km² Wald vorhanden) und völlig unzureichende Mittel für die Regulierung hatten zur Folge gehabt, daß mit Schwankungen von 93 m³/sek bei Trockenheit bis zu Katastrophen-Hochwassermengen von 13 000 m³/sek (Gilbertsville ist für 24 000 m³/sek bemessen) die schiffbare Wassertiefe im Jahre 1932 auf 0,91 bis 1,2 m, ja stellenweise 0,3 m heruntergegangen war. Was Wunder, daß beispielsweise im Kraftwerk des bei Kriegsschluß in Angriff genommenen Wilson Dam Leistungsschwankungen von 500 000 bis 30 000 kW vorkamen und daß der Schiffsverkehr auf dem Tennessee mit 949 715 t im Jahre 1932 auf den Güterumschlag des Jahres 1897 zusammengeschrumpft war.

Es war deshalb ein nicht nur ingenieurmäßig, sondern auch volkswirtschaftlich gesehen ganz großer Entschluß, als im Zuge der Notstandsmaßnahmen zur Überwindung der Krise am 1. Juli 1933 die TVA durch Gesetz als eine Art Körperschaft öffentlichen Rechtes ins Leben gerufen wurde²⁾, um alle Maßnahmen in die Wege zu leiten, die ein Gebiet von etwa 103 000 km², also etwa von der Größe Englands, mit 2 500 000 Menschen wirtschaftlich der Gesundung zuführen sollten³⁾. Die Kernstücke des TVA-Programms sind

1. die Schaffung eines Schifffahrtweges mit 2,75 m Tiefe von Paducah bis Knoxville, also auf 1050 km, durch die Anlage entsprechender Staustufen mit Schleusen von 18,3 × 110 m bis 33,6 × 183 m Kammerabmessungen und Hubhöhen von 9,7 bis 27,5 m;

^{*)} Es sei auch auf die Veröffentlichungen des Verfassers über den amerikanischen Straßen- und Erdbau im Bauing., in der Bauindustrie und dem Straßenbau verwiesen.

¹⁾ Tennessee Valley experiment; I. Tennessee Valley experiment. — II. Water conservation and flood control. — III. Navigation and power on the Tennessee. — IV. River and region. — V. River development on trial. Engng. News-Rec. Bd. 117, S. 771 bis 779, 823 bis 827, 860 bis 865, 897, bis 901, 929 bis 933, 3. bis 31. Dezember 1936.

²⁾ Tennessee Valley Authority act, 1933. Engng. Bd. 136 (1933), S. 82 u. 83.

³⁾ Text of act providing for government operation of Muscle Shoals and creation of the Tennessee Valley Authority. Commercial and Financial Chronicle Bd. 136 (1933), S. 3791 bis 3794.

2. der Hochwasserschutz durch die Anlage von zwölf Staubecken (die bereits vorhandenen wurden mit einbezogen) mit Inhalten bis 3 Milliarden m³ und insgesamt etwa 14 Milliarden m³, die gleichzeitig der Niedrigwasser-Anreicherung dienen sollen, und
3. die Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Wasserkräfte in Wasserkraftwerken, die im endgültigen Ausbau 2 Mill. kW, im Anfang etwa $\frac{1}{3}$ hiervon liefern sollen⁴⁾.

Man hofft, dadurch einmal bis zum Jahre 1950 die Schifffahrt auf eine Leistung von 17,8 Mill. t, also das 20fache der derzeitigen zu bringen und dabei 228 Mill. \$ Transportkosten und die seit 1828 für die Aufrechterhaltung aufgewendeten laufenden Mittel von insgesamt 25 Mill. \$ in Zukunft zu sparen und dann die jährlichen Ausgaben von 1,8 Mill. \$ für die Behebung der Hochwasserschäden ganz vermeiden zu können. Selbst der Hochwasserscheitel des Mississippi wird durch diese Maßnahmen über den Ohio hinweg noch um 0,6 bis 1,2 m abgesenkt, da der Tennessee in den Katastrophenjahren bis zu 20% zu dessen Hochwassermenge beizutragen pflegte. Die Stromerzeugung aber, die mit der



Abb. 1. Lage der Staudämme und Sperrmauern am Tennessee.

wirtschaftlichen Entwicklung ausgebaut wird, soll dazu dienen, über eine großzügige Tarifsenkung den Bedarf in weitesten Schichten der Verbraucherkreise zu wecken. Es wird also von der TVA in Fortsetzung der Bestrebungen, die während des Krieges dort ein großes Sprengstoffwerk entstehen ließen, nicht nur den Bedürfnissen der Landesverteidigung entsprechend die Möglichkeit vorgesehen, die geforderten 110 000 t Jahreserzeugung sicherzustellen, sondern es ist auch in größtem Umfang für landwirtschaftliche und sonstige Zwecke eine chemische Industrie angesiedelt worden. Man hat die Elektrostahlerzeugung, die Kalziumkarbidgewinnung, die Phosphorherstellung entwickelt, keramische Werke aufgebaut, alles unter Benutzung der Bodenschätze, die wie Eisen, Gold, Salz, Gips, Phosphor, Kaolin, Feldspat, Bauxit, Ocker, Glimmer u. a. an Ort und Stelle zur Verfügung stehen. Hand in Hand damit geht eine großzügige Umschulung der landwirtschaftlichen Bevölkerung auf 2000 Versuchsgütern sowie die Aufforstung von 1620 km² (die Möglichkeit, durch die Bodenkultur 100 mm Regenfall im Tennessee-Gebiet aufzunehmen, würde bereits einem Stauraum wie dem des Norris Dam entsprechen). Hinzu tritt die Bepflanzung all des Geländes, das heute schutzlos dem herunterkommenden Regenwasser ausgesetzt, nicht nur immer stärker zerklüftet und zerrissen wird, sondern dessen Mutterboden in steigendem Maße heruntergespült wird und auch die neu zu errichtenden Staubecken durch Versandung gefährdet, und die Anlage von Mustersiedlungen, ja ganzer Städte, um die Lebenshaltung der Bevölkerung wirksam zu heben⁵⁾.

⁴⁾ Purpose and methods of the Tennessee Valley Authority. A. E. Morgan. Annals of the American Academy of Political and Social Science Bd. 172 (1934), S. 50 bis 57.

⁵⁾ National program in the Tennessee valley. H. A. Morgan. Instructor, November 1934, S. 53 bis 59.

lichen Verhältnisse, die Abmessungen und die Ausstattung der Kraftwerke der einzelnen Staudämme und Sperrmauern zusammenfassen.

Die Baudurchführung und die Baustelleneinrichtungen lassen einen gewissen einheitlichen Charakter erkennen, bei dem die von Bau zu Bau gesammelten Erfahrungen sich im wesentlichen in einer Vervollkommnung der Verfahren und Geräte auswirken. Diese Tatsache wird verständlich, wenn man bedenkt, daß ja hier der Bauherr in ganz großem Ausmaße zugleich Unternehmer ist und das Gerät hauptsächlich selbst stellt, das dann von einer zur anderen Baustelle wandert, wobei auch das Personal größtenteils mitgeht. Größere Fehlschläge konnten so vermieden werden. Es ist das auch der Grund, weswegen im folgenden in der Reihenfolge der zeitlichen Erstellung der Bauwerke berichtet werden soll. Dabei fällt allerdings der bereits 1925 vor der TVA-Gründung fertig gewordene Wilson Dam etwas aus dem Rahmen heraus. Auch er zeigt aber schon, wenigstens bei der Betoneinbringung, das Gesicht der heute allgemein in Amerika angewendeten Verfahren, so daß er mit eingeschlossen werden soll.

Charakteristisch für alle Baueinrichtungen der letzten vier Jahre ist (Tafel II)

1. der zunehmende Ersatz der Steinschüttungs- und Steinkisten-Fangedämme durch den Spundwandzellen-Fangedamm,
2. der weitgehende Einsatz von wenigen großen, ohne Zwischenlagerung hintereinander geschalteten Kreisel- oder Symonsbrechern, Schwingsieben und Bändern bei den Zerkleinerungs- und Sortieranlagen,
3. die Zusammenfassung und „Automatisierung“ der Vorratshaltung, des Abwiegens und Mischens der Zuschlagstoffe und Bindemittel, wobei weniger auf Maschinen- als vielmehr Vorratsreserven Wert gelegt wird,
4. das Einbringen des Betons in die Schalung mittels fahrbarer Vollportalkrane, mit dem die Verwendung tauchgerüttelter, steiferer, grobkörnigerer Mischungen als bei den früheren Gußbeton-Einrichtungen Hand in Hand geht,
5. der Ersatz der Gleisförderung auf der Baustelle, zunächst für alle Erd- und Felsbewegungen und dann auch hin und wieder für den Betontransport, durch geländegängige Fahrzeuge.

Der Wilson Dam.

Das älteste Bauwerk ist, wenn man von dem 1913 fertiggestellten Hales Bar Dam, der wegen der aufgetretenen Wasserverluste Millionenbeträge für die nachträgliche Abdichtung durch Bitumen-Einpressungen erfordert hat, absieht, der zwar nicht von der TVA gebaute, aber in ihre Verwaltung und ihr Ausbauprogramm mit einbezogene Wilson Dam.

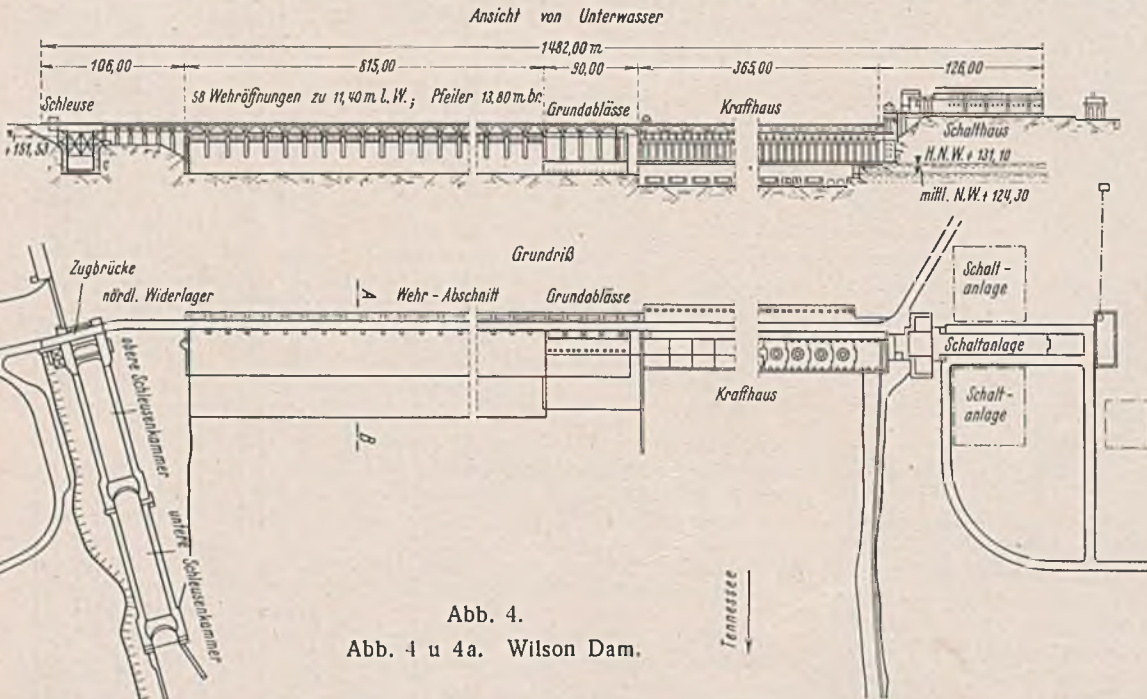


Abb. 4.
Abb. 4 u 4a. Wilson Dam.

Mit einer Bausumme von 50 Mill. \$ wurden hier in der Zeit vom Frühjahr 1918 bis Ende 1925 612 000 PS unter der Leitung des Corps of Engineers ausgebaut, 1 070 000 m³ Beton waren herzustellen und einzubringen, 536 000 m³ Fels und 268 000 m³ Bodenaushub zu bewältigen, wobei die Bauarbeiten zweimal auf mehr als 1 Jahr, und zwar gleich am Anfang und im April 1921 unterbrochen werden mußten, weil teils der

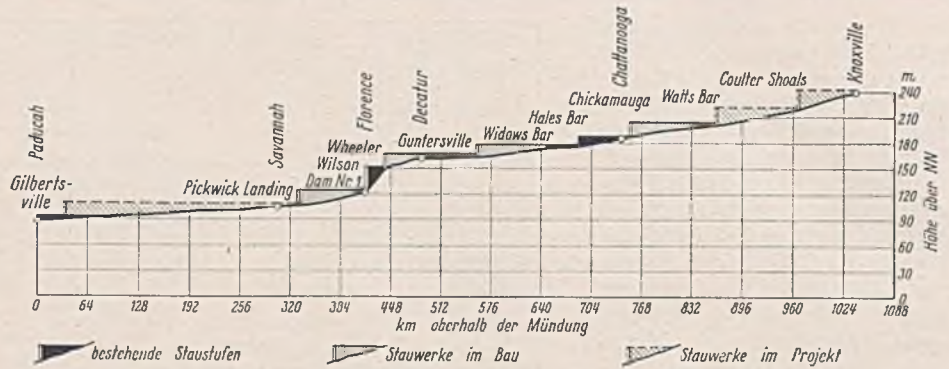


Abb. 2. Längenprofil des Tennessee und seiner Staustufen.

Zweck, nämlich die Stickstoffgewinnung, mit Kriegsende wegfiel oder das Geld fehlte⁶⁾.

Wenn auch die Baueinrichtung hier noch nicht, wie bereits erwähnt, das volle Bild der heutigen Ausführungen zeigt, so soll sie doch kurz

Projekt	größte Höhe m.	größte Länge m.	Betonmenge 1000 m ³	Erddamm- inhalt 1000 m ³	erreichbare Kraftleistung 1000 kW	Normalinhalt d. Staubeckens Mill. m ³	normale Staufläche km ²	Länge d. schiff- baren 275 m tiefen Kanals km*)
Gilbertsville	44,8	2524	931	1991	182	3010	600	296
Pickwick Landing	33,6	2304	460	2282	216	995	168	84
Wilson	41,8	1482	1070		444	740	65	25
Wheeler	22	1974	480		256	1480	266	119
Guntersville	27,1	1201	242	475	100	1009	256	132
Chickamauga	31,7	1838	342	1330	100	695	131	85
Hiwasee	89	391	640		120	542	24	35
Norris	81	589	765	55	100	2590	138	115

*) vorläufige Schätzungen

Abb. 3. Graphische Darstellung der wasserwirtschaftlichen Daten der Tennessee-Staustufen.

dargestellt werden, um die geschichtliche Entwicklung noch deutlicher sichtbar zu machen. Die Örtlichkeit gab der Baustelle das Gepräge. Die 3,2 km lange und 270 m breite Jacksons-Insel gabelt den Tennessee in einen Nord- und einen Südarml (Abb. 4 u. 5). Um bei der großen Länge des Staudammes von 1482 m die Förderwege für den Beton zur Vermeidung der Entmischung zu hälften, wurde die Zentralförder- und Mischanlage auf diese Insel gelegt und durch eine viergleisige eiserne Betonierbrücke auf Betonpfeilern bei einem Kostenaufwande von 1,26 Mill. \$ mit beiden Ufern verbunden. Ein normalspuriges Gleisnetz von 43 km Länge mit 36-kg-Schienen wurde mit einem Kostenaufwande von

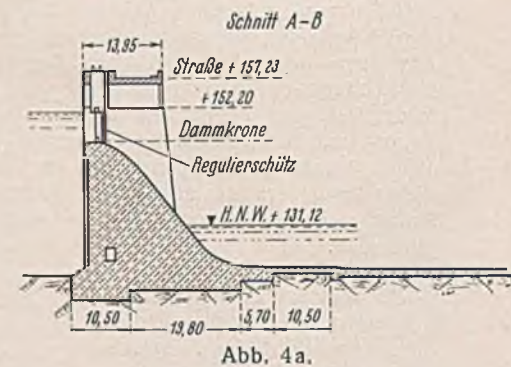


Abb. 4a.

852 549 \$ so verlegt, daß am Nordufer über die 4 km entfernte Stadt Tennessee, am Südufer in 4,8 m Entfernung unmittelbar der Anschluß an das Eisenbahnnetz hergestellt werden konnte.

⁶⁾ Building Wilson Dam at Muscle Shoals of the Tennessee I u. II. Engng. News-Rec. Bd. 104 (1925), S. 676 u. 724.

Da auf der Baustelle zeitweilig 3000 bis 5000 Arbeiter in 2×8 - und 1×6 -Stunden-Schichten eingesetzt waren und diese teilweise mit ihren Familien in dem Städtchen Florence mit seinen 11 000 Einwohnern nicht unterzubringen waren, wurde als erste Arbeit am Nordufer mit 550, am Südufer mit etwa 50 Baracken und Gebäuden für 1 155 509 \$ ein Lager errichtet.

Der Bauvorgang (Abb. 5) spielte sich in folgenden Abschnitten ab: Durch die vier Steinkisten-Fangedämme 1, 3, 4 und 6 mit Lehmdichtungsfüllung wurden zunächst die Schleusenbaugrube am Nordufer, die Krafthausbaugrube am Südufer und die Arbeitstelle für den mittleren Wehrteil auf der Insel trockengelegt, so daß in beiden Flußarmen je eine schmale Rinne frei blieb. Die außerordentlich schwankenden Wassermengen von 340 bis 5400 m³/sek, denen Wasserspiegelschwankungen des ungestauten Flusses von 10 m entsprachen, gestalteten dieses Werk nicht ganz einfach. Dreimal ist denn auch die Baugrube 1 und zweimal die Insel- und die Krafthausbaustelle überflutet worden. Es folgten dann nacheinander die Bauabschnitte 2 und 5, wobei in der südlichen Hälfte das Bauwerk in vollem Umfange, bei 1, 2 und 3 dagegen nur die Fundamente und die Pfeiler hochgeführt wurden, so daß dazwischen 29 später im Schutze von Verschlussbetafeln auszubetonierende Flutöffnungen zur Hochwasserabführung frei blieben.

Im Schutze der Fangedämme wurde zunächst die Flußsohle abgeräumt, dann folgte der Aushub und schließlich die Verfestigung des Untergrundes durch Zementmilcheinpressung. Für das Lösen der 346 000 m³ bei der Damm- und 176 000 m³ bei der Schleusengründung wurde erst mit Hämmern bei 60 mm Lochdurchmesser und später auf Grund eines 10tägigen Wettbewerbes mit Stoßbohrmaschinen auf Dreiböcken gebohrt, da der Luftverbrauch der schnell verschleißenden Hämmer ebenso groß war wie der der schwereren Bohrmaschinen bei 150% Mehrleistung (1,33 m/h gegen 2,44 m/h bei etwa 5,7 m³/min Luftverbrauch). Die nötige Druckluft lieferten sieben elektrisch von 400-PS-Motoren angetriebene Kompressoren von je 56 m³/min Ansaugleistung. Die Kosten des durch den klüftigen, lassenreichen Fels nicht ganz einfachen Aushubes betragen beispielsweise in der Schleusenbaugrube 4,1 \$/m³, beim Staudamm 7,8 \$/m³ und im Krafthaus 5,3 \$/m³. Den Abschluß der Aushubarbeiten, die in 49 m Breite vorgetrieben wurden, wobei die Verladung durch Dampföffelbagger in Kippwagen geschah, bildete das Abbohren von 10 700 m Bohrlöchern in vier Reihen, beginnend mit dem Nordufer bis zu den am Südufer notwendig werdenden zwei übereinanderliegenden Stollen von 1,8 x 1,8 m Querschnitt und 460 m Länge, von denen aus alle Spalten ausgewaschen und mit mehr als 10 000 m³ Beton bzw. Zementmilch bei 13,5 t ausgepreßt wurden. Die erste Bohrlochreihe verlief in der Dammachse und war 16,5 m tief, wobei in jedem Block ein oder zwei Löcher lagen, die zweite Reihe mit 7,5 bis 12 m Tiefe wurde an der Wasserseite, die dritte und vierte mit 3 bis 6 m Abstand an der Luftseite auf die gleiche Tiefe abgebohrt.

Die Arbeitstufen für die Betonierung waren die Gewinnung, Aufbereitung und Lagerung der Zuschlagstoffe und Bindemittel, das Mischen, der Transport und das Einbringen des Betons. Zu bewältigen waren 945 000 m³ in Staudamm und Krafthaus, 60 000 m³ in der Schleuse und 67 000 m³ für Nebenarbeiten. Verwendet wurde Kiesbeton mit zwei Zementgehalten (7 und 8 Sack) unter Zusatz von 13 kg Kalk und mit einer Konsistenz, daß die Betonmenschaf nicht mehr als 25 und nicht weniger als 5 cm in den frischen Beton einsank; die Mischzeit lag bei 2 und 2,5 min. Zur Gewinnung der Zuschlagstoffe aus dem Tennessee dienten zwei Saugbagger, die über Siebanlagen den Kies in Schuten luden. In Florence wurde er mit Greifer-Brückenkränen in 16-m³-Kippwagen bei einer Monatsleistung von max. 76 000 m³ umgeladen. 26 Lokomotiven bis 60 t, 60 12-m³-Selbstentlader, 79 Kastenkipper, 65 Plattform-



Abb. 5. Die Baustellenanordnung des Wilson Dam.

wagen, 24 Lokomotivdrehkrane stellten den normalspurigen Rollmaterialpark der Baustelle dar.

Die Hauptmisch- und Aufbereitungsanlage lag auf der Jacksons-Insel. Hier waren auch Vorratsbalden und Vorratsbunker von 38 000 bis 115 000 m³ für die Zuschlagstoffe und ein Zementschuppen von 122 x 12 m für etwa 5000 t Zement in Säcken untergebracht. Die normalspurige Gleisanlage führte dabei unmittelbar auf 20 m hohen Schüttgerüsten über diese Halden, aus denen ein 30-m-Derrick mit 1,15-m³-Greifer die Überladung des Sandes in die Stundenbunker, ein Band unter der Tiefhalde die des Kieses besorgte. In der Zerkleinerungsanlage führte ein Vorebrecher von 1200 x 1500 mm Maulweite das vom Aushub kommende abgespritzte Gesteinsmaterial, auf 150 mm vorzerkleinert, den vier 350-mm-Kreisel-Nach- und zwei 350-mm-Kreisel-Feinbrechern zu. Die Mischanlage in einem Gebäude von 26 m Höhe enthielt im obersten Stockwerk die Sortiertrommeln, darunter ein Kiessilo von 300 m³ und ein Sandsilo von 150 m³, aus denen das Material für die Abmeßgefäße zusammen mit dem Zement und Kalk abgezogen und zwei 3-m³-Mischern zugeführt wurde. Neben dieser Zentralmischanlage befand sich auf jedem Ufer eine Reservemischanlage mit je zwei 1,5-m³-Mischern, die auch für Nebenarbeiten den Beton lieferten. Die Belegschaft betrug 8 Mann in der Zentralmisch- und 14 Mann in der Zerkleinerungsanlage.



Abb. 6. Fahrbare Drehkrane von 10 t Tragkraft und 23 bis 30 m Ausladung.

Zum Einbringen wurde der Beton in 3-m³-Kübeln, die zu je zweien auf zwei Plattformwagen von einer 25-t-Lokomotive gezogen wurden, zehn fahrbaren Portaldrehkränen auf der Betonierbrücke zugeführt (Abb. 6). Sieben hiervon für den Wehrbau trugen 10 t bei 23 m Ausladung, während die drei für den Kraftausbau 30 m Ausladung hatten. Es wurde in Blöcken von 11,6/14,7/16,5 m bei Schichthöhen von 1,2 bis 1,8 m betoniert. Die Kosten je m³ (ohne 47% Unkosten) betragen 11,8 \$.

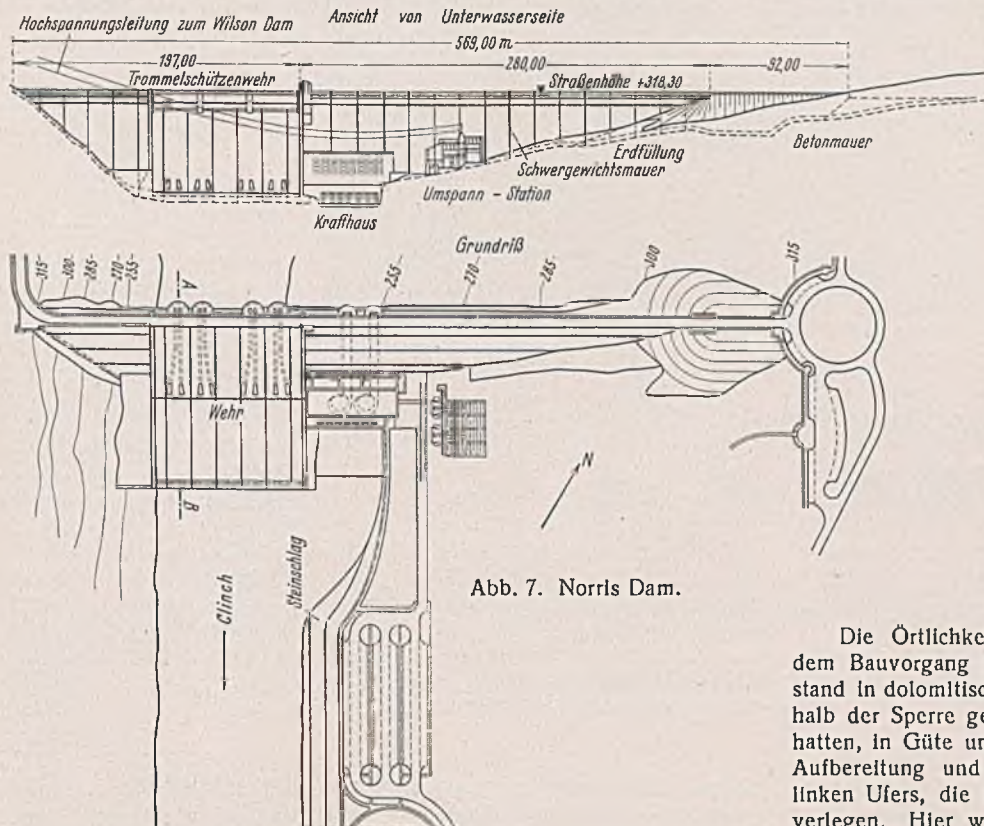


Abb. 7. Norris Dam.

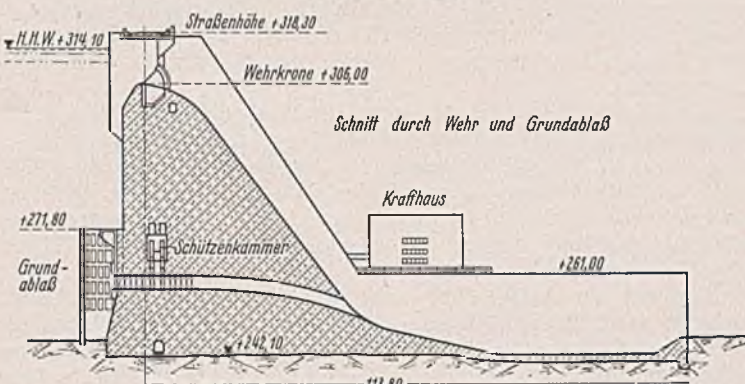


Abb. 7a. Norris Dam.

Bis auf die Schlepper, Lokomotiven und Löffelbagger waren alle Baueinrichtungen elektrisch betrieben. Zwei Umspannstationen auf der Insel und am Südufer versorgten den nördlichen und südlichen Teil der Baustelle mit Drehstrom, der in Transformatoren von 3 × 1667 bzw. 3 × 2050 kVA von 13 200 auf 2200 V umgespannt wurde. Bei 7000 PS Gesamtinstallation wurden monatlich max. 1 182 000 kWh verbraucht. Die Hauptstromverbraucher waren dabei sieben Kompressoren mit 7 × 400 PS (Synchronmotoren zur cos φ-Verbesserung), Aufbereitungs- und Mischanlage mit 1400 PS, Betonierkrane mit 7 × (75 + 52 + 25) PS und 3 × (100 + 75 + 25) PS, zwei fahrbare Brückenkrane in Florence mit Greifer: 2 × (112 + 112 + 52) PS, zwei Hilfsmischanlagen: 364 PS, Werkstätten: 103 PS, Pumpen: 325 PS. Ein Ingenieur mit einem Meister und 130 Mann waren für die elektrische Installation tätig. Die Kosten der Gesamtbaueinrichtung bis zum 1. September 1924 betragen 4 469 014 \$, für die Unterhaltung wurden 270 000 \$ und den Betrieb 1 048 474 \$ verausgabt.

Der Norris Dam.

Das nächstfolgende und in vollem Umfange von der TVA durchgeführte Bauwerk war mit einer Bausumme von 36 000 000 \$ der Norris Dam im Clinch River (Abb. 7, s. auch Tafel I⁷⁾). Am 3. Oktober 1933 wurde mit den Arbeiten auf der Baustelle begonnen; am 28. Juli 1936 sind die Turbinen angelassen worden. In 34 Monaten mußten 2 000 000 t Zuschlagstoffe gewonnen, 765 000 m³ Beton eingebracht, 147 000 und 220 000 m³ Boden bzw. Fels ausgehoben und 55 000 m³ Boden in den Erdammteil der Sperrmauer eingebaut werden. Es wurde dazu mit einer Belegschaft von etwa 2000 Mann in vier Schichten von je 5½ Std. 6 Tage in der Woche gearbeitet; der Stundenlohn für die Handwerker betrug 1,10 \$ bei freier An- und Abbeförderung zur Baustelle durch Autobusse. Der Verlauf der Arbeiten wurde durch zwei Umstände erschwert: Einmal lag die Baustelle in einer verhältnismäßig dünn besiedelten und verkehrstechnisch schlecht aufgeschlossenen Gegend, und dann waren im letzten Augenblick Bedenken gegen die bei den Vorstudien vom Corps of Engineers getroffene Wahl der Sperrmauerstelle aufgetaucht. Wurden die Bedenken durch sorgfältige Bohrungen und Untersuchungen des Untergrundes behoben, so entschied man sich bei der Wahl zwischen einer etwa 750 000 \$ kostenden Bahnverbindung zur Baustelle oder einer Straße für die zweite, die mit einer schweren Betondecke für den dritten Teil der Kosten bei einer Länge von 77 km in 69 Tagen erstellt wurde. Eine Behelfsbrücke 275 m unterhalb der Sperrmauer schuf die Verbindung zwischen dem linken Ost- und dem rechten Westufer.

Die Örtlichkeit gab der Anordnung der Baustelleneinrichtung und dem Bauvorgang das Gesicht (Abb. 8). Material für die Zuschlagstoffe stand in dolomitischem Kalkstein in einem am Westufer unmittelbar oberhalb der Sperre gelegenen Quertal, wie eingehende Vorarbeiten gezeigt hatten, in Güte und Umfang ausreichend zur Verfügung⁸⁾. Gewinnung, Aufbereitung und Betonherstellung waren also in den Steilhang des linken Ufers, die letztere unmittelbar oberhalb der Sperrmauerkrone zu verlegen. Hier wurde die ganze Baueinrichtung vereinigt, während das östliche Ufer mit seinen flacheren Böschungen zur Aufnahme der Gegentürme der Kabelkrane für die Betoneinbringung herangezogen wurde. Vom rechten Westufer aus wurden dann auch die Fangedämme für den Aushub und die Betonierung vorgetrieben. In zwei Abschnitten wurde vorgegangen: Der erste Fangedamm aus Holzkisten mit Stein- und Lehm-packung bis etwa zur Flußmitte wurde mit 47 + 153 + 47 m am 6. November 1933 begonnen und am 28. Januar 1934 fertig. In seinem Schutze (bis 1420 m³/sek Hochwasser) wurden die ersten Betonblöcke bis knapp über die Höhe des alten Wasserspiegels etwa 12 m hochgeführt, wobei zwei später im Schutze von Dammbalken zu schließende 15-m-Öffnungen zur Flußableitung frei blieben. Die zweite Hälfte der Baugrube wurde mit einem Betonfangedamm umschlossen, der Fluß zum Schluß durch die Grundablässe geleitet. Die verhältnismäßig ebene Kalksteinsohle

⁷⁾ Construction plan adopted for Norris dam. Construction Methods Bd. 16 (1934), S. 32 u. 33.

⁸⁾ Quarrying at Norris dam. W. B. Cullom. Explosives Engineer. Bd. 13 (1935), S. 110 bis 112.

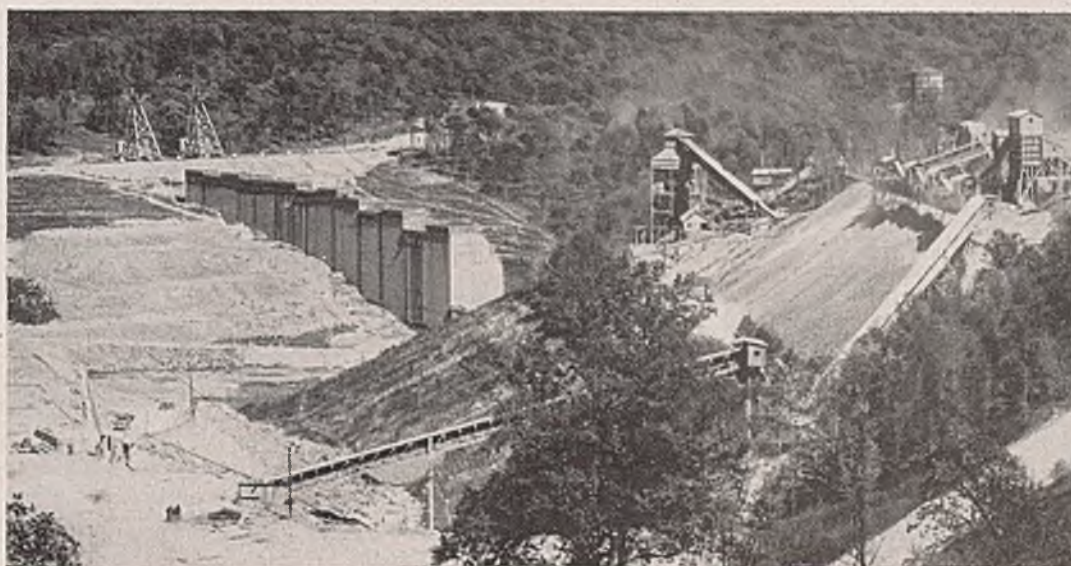


Abb. 8. Kabelkrane, Aufbereitungs- und Mischanlage beim Bau des Norris Dam.

wurde durch vier Elektro-Raupenlöffelbagger von 0,96 bis 2,3 m³ Löffelinhalt freigelegt und dann durch 16 Wagenbohrmaschinen und 30 Hämmer abgebohrt und auf die nötige Gründungstiefe abgeschossen. 147 000 m³ Boden und 220 000 m³ Fels wurden in sechs 9,2-m³- und zwei 6,1-m³-geländegängige Fahrzeuge sowie eine Reihe kleinerer Lastwagen geladen und entweder für die Fangedämme oder zur Schüttung des linken Flanken-Erddammes unter Einsatz von vier Bulldozern benutzt⁹⁾.

Die freigelegte Gründungssohle wurde nach den Erfahrungen beim Hales Bar Dam sorgfältig abgebohrt und teils mit einem Leuchtperiskop mit Fühlhebeln, teils über Bohrlöcher von 910 mm Durchm. durch Einstelgen auf Spalten und Klüfte sowie die Wirkung der späteren Zement-einpressungen untersucht. Ein Netz von 12 000 9,1, 12,2 und 15,3 m tiefen Löchern in 6 m Abstand auf eine Gesamtbreite von 49 m diente dazu, zunächst mit Wasser und Druckluft bei 13,5 atü alle Spalten auszuwaschen, um sie dann beim gleichen Druck von außen nach der Dammachse hin mit Zementmilch auszuspressen¹⁰⁾. Bis zu 200 Sack Zement (im ganzen 115 000 Sack) wurden bei manchen Löchern gebraucht. Nachdem der Beton 30 m hoch eingebracht war, sind oberstromseitig noch 30 und 60 m tiefe Löcher und ebenso vom Besichtigungstollen aus in 3 m Abstand 76- und 140-mm-Löcher gebohrt und ausgepreßt worden. Für die Herstellung der 910-mm-Besichtigungslocher wurde eine Schrot-Kernbohrmaschine Calyx WS von Ingersoll mit 15-PS-Antriebmotor verwendet, die bei einer Bohrleistung von 0,250 m/h 1,2 m lange Bohrkern lieferte. Für die Gewinnung der etwa 2 000 000 t Zuschlagstoffe konnte der Steinbruch in 73 m Höhe über der Flußsohle und 460 m Entfernung vom Westende der Mauer in dem bereits erwähnten Seitental mit einer Länge von etwa 380 m angeschnitten werden. Zur Beseitigung der geringen Abraumengen wurden diese mit einer 64-mm-Düse bei 11 atü abgespritzt und dann mit 13 Bohrwagen und dem Gerät, das bereits beim Baugrubenaushub verwendet worden war (2 Elektrolöffelbagger 2,3 m³ und 6 · 7,6-m³-Wagen), der 18 bis 25 m hoch anstehende Kalkstein in 8,5-m-Schichten und Längen von 76 bis 92 m abgeschossen. Sehr interessante 5 monatige Vergleichsversuche zwischen geschmiedeten und auswechselbaren Schneiden zeigten nach einem Bericht von Ackerman etwa 8 bis 10% Kostenersparnis bei 10% höheren Leistungen der letzteren gegenüber dem üblichen Verfahren. In der Höhe der Bruchsohle liegt der Einlauf zum Vorbrecher, der mit

1060-mm-Öffnung als Kreiselbrecher ausgeführt, von einem 250-PS-Motor angetrieben und durch die Hinterkipper bei einer mittleren Förderweite von 380 m beschickt wird (Abb. 9). Die 1000 mm großen Stücke werden hier auf 153 mm zerkleinert und über ein 100 m langes 900-mm-Band mit 300 t/h Leistung und ein 76- und 153-mm-Doppelsieb dem 1680-mm-Symons-Nachbrecher (260 PS) am anderen Hang zugeführt, wo sie auf 76 mm gebrochen werden. 760-mm-Bänder nehmen das Material wieder auf und zerlegen es in vier Schwingstebtürmen auf vier Schotter- und Splittgrößen von 153/76, 76/38, 38/19, 19/6 mm, während in zwei

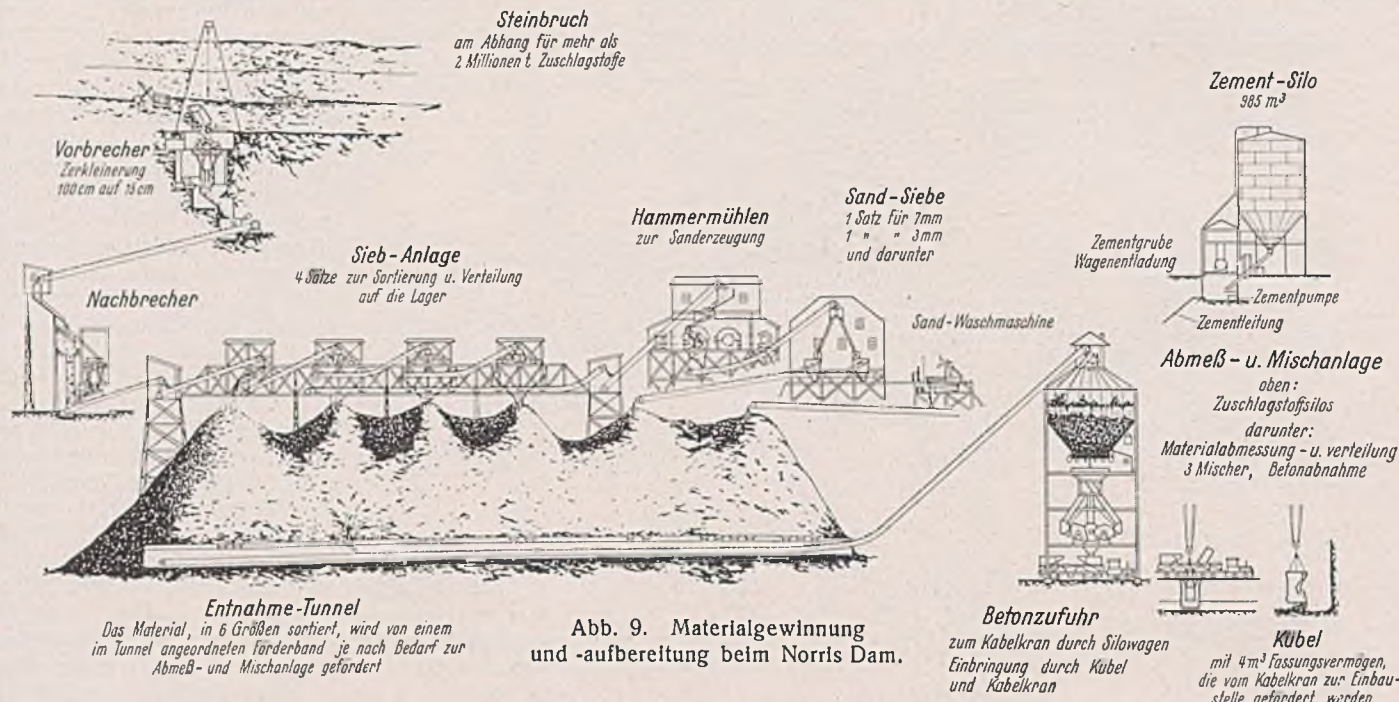


Abb. 9. Materialgewinnung und -aufbereitung beim Norris Dam.

Hammermühlen 1060 · 1220 mm mit je einem 250-PS-Motor mit nachgeschalteten Doppelschwingsieben zwei Sandgrößen hergestellt und gewaschen werden¹¹⁾. Die sechs Größen Zuschlagstoffe werden in Halden gelagert und über einen 195 m langen 1,8 · 1,8-m-Tunnel auf einem 760-mm-Band abgezogen, das sie den Stundensilos der Mischanlage zuführt.

Die Anbeforderung des Zementes zur Mischanlage geschieht durch Halbanhänger mit 9,8-m³-Aluminium-Behältern, die ihre Ladung an der 8 km von der Baustelle entfernten Bahnstation über einen 980-m³-Silo erhalten und den Zement zu einem 70 m von der Mischanlage entfernten Silo von wiederum 980 m³ Inhalt bringen. Mit zwei Fullerpumpen wird entladen, wobei entweder der Silo oder die Stundenbehälter der Mischanlage beschickt werden.

Sind bei der Aufbereitung noch gewisse Unterschiede im Aufbau durch die verschiedene Örtlichkeit der Baustelle gegeben, so zeigt die Mischanlage bereits völlig das Einheitsgesicht¹²⁾ 13). Für eine Stundenleistung von 138 m³ bestimmt, enthält sie in einem fünfstöckigen, 32 m hohen eisernen Turm (Abb. 10)

im obersten Stockwerk die Silos für Bindemittel und Zuschlagstoffe (160 m³ für die beiden größten und feinsten, 107 m³ für die zwei mittleren Sorten Zuschlagstoffe, 2 · 77 m³ für Zement) mit einem Mann Bedienung für die Bandzufuhr;

Im vierten Stock die zwei Abmeßgefäße für Zement, sechs für Zuschlagstoffe und eins für Wasser mit zwei Mann Bedienung und dem Betonmeister;

Im dritten Stock einen Drehrinnenverteiler, um das abgewogene Material den Mixern zuzuführen; die Bedienung geschieht vom vierten Stock aus;

Im zweiten Stock drei radial angeordnete Doppelkonuskippmischer von je 2,3 m³ Inhalt mit je einem 40-PS-Motor, die wegen der Erschütterungen auf einem besonderen Betonsokkel stehen und in einen gemeinsamen Trichter hinein entleeren, mit einem Mann Bedienung¹⁴⁾;

zu ebener Erde wird der Beton in Kübelwagen abgenommen.

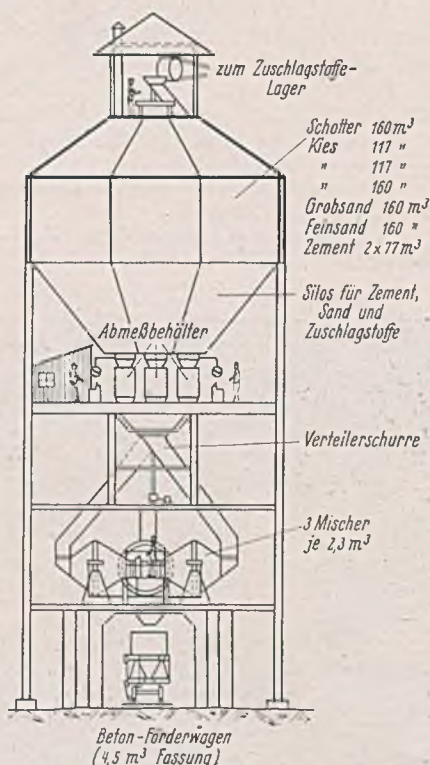


Abb. 10. Mischanlage beim Norris Dam mit 4 × 160 und 2 × 107-m³-Bunkern für die Zuschlagstoffe, 2 × 77-m³-Bunkern für Zement und 3 × 2,3-m³-Mixern.

⁹⁾ Construction methods at Norris dam. Ross White. Civil Engineering Bd. 5 (1935), S. 737 bis 741.

¹⁰⁾ Thousands of holes grouted under Norris dam. Engng. News-Rec. Bd. 115 (1935), S. 699 bis 701.

¹¹⁾ Sluicing giant being used to expose quarry at Norris dam. Engng. News-Rec. Bd. 112 (1934), S. 643.

¹²⁾ Concrete materials handling for Norris dam construction. Engng. News-Rec. Bd. 113 (1934), S. 301 bis 304.

¹³⁾ Material-handling plant for Norris dam. Construction Methods. Bd. 16 (1934), S. 542 bis 545.

¹⁴⁾ Three-mixer plant to produce mass concrete, accurately proportioned, for TVA's Norris dam. Construction Methods Bd. 16 (1934), S. 42 bis 46.

Von einer durch farbige Lämpchen übersichtlich gestalteten Schaittafel aus steuert der mit der

Beton-Einbringungsstelle, der Materialzufuhr im obersten Stockwerk und den Kabelkränen telephonisch verbundene Betonmeister die jeweils gewünschte Zusammensetzung. Prebluftgesteuerte, elektrisch ausgelöste Verschlüsse mit 20 t/h Leistung und 7 sek Entleerungszeit gestatten bei 2 min Mischzeit für jeden Mischer ein 3-min-Spiel einzuhalten und täglich etwa 2300 bis 3100 m³ Beton zu liefern. Der fertige Beton wird an drei normalspurige Doppelkippkübelwagen mit 2 · 3,1 m³ Inhalt und benzin-elektrischer Lokomotive abgegeben, die über ein in der Mitte liegendes Entleerungssilo unmittelbar die 4,6-m³-Bodenkübel des Kabelkranes, ohne diese vom Haken zu lösen, beschickt.

Eingehende Untersuchungen sind für die Wahl der Geräte zum Einbringen des Betons angestellt worden. Trotz der amerikanischen Vorliebe für Derrickkrane hat man sich angesichts der günstigen örtlichen Verhältnisse, der Wiederverwendbarkeit auf späteren Baustellen und der sonst notwendigen Errichtung einer zweigleisigen Brücke für den Einsatz zweier Kabelkrane mit 4,6-m³-Kübeln (s. Abb. 8) entschieden¹⁵⁾ 16), deren Hauptdaten folgende sind: Tragkraft 18 t, für Montagezwecke zusammen 36 t; Spannweite 575 m; Hubgeschwindigkeit 1,5 m/sek, Senkgeschwindigkeit 2 m/sek, Katzfahren 6 m/sek, Turmfahren mit Flaschenzug 0,25 m/sek auf einem Fahrweg von 145 m; 3-Trommel-Winde 400 PS, Fahrmotor 75 PS; Gewicht je Turm mit Gegengewicht (380 und 435 t) 650 t, Horizontalzug 250 t; Tragkabel 76 mm Durchm., Fahrseil 22 mm Durchm., Knotenseil 19 mm Durchm.; Leistung 20 Splete.

Betoniert wurde in 17-m-Blöcken, einem um den anderen, in 1,5-m-Schichten, wobei die verwendete Gleitschalung 4,3 × 1,5 m (Abb. 11) durch zwei gummireifene Montagekrane, die von Block zu Block durch die Kabelkrane versetzt wurden, eingebaut und der frische Beton mit Tauchrüttlern bei 3000 bis 4000 Htz. von einer Mannschaft, bestehend aus 8 oder 9 Mann, und einer Leistung von 69 m³/h 1 1/2 min vibriert wurde. Die Betonierung begann am 17. Juli 1934 und wurde mit 34 000 bis 54 000 m³/Monat in 21 Monaten beendet.

15) Demountable cableways place concrete at Norris dam. Construction Methods, Bd. 16 (1934), S. 46 bis 49.

16) Twin cableway of long span place concrete at Norris dam. Engng. News-Rec., Bd. 113 (1934), S. 747 bis 750.

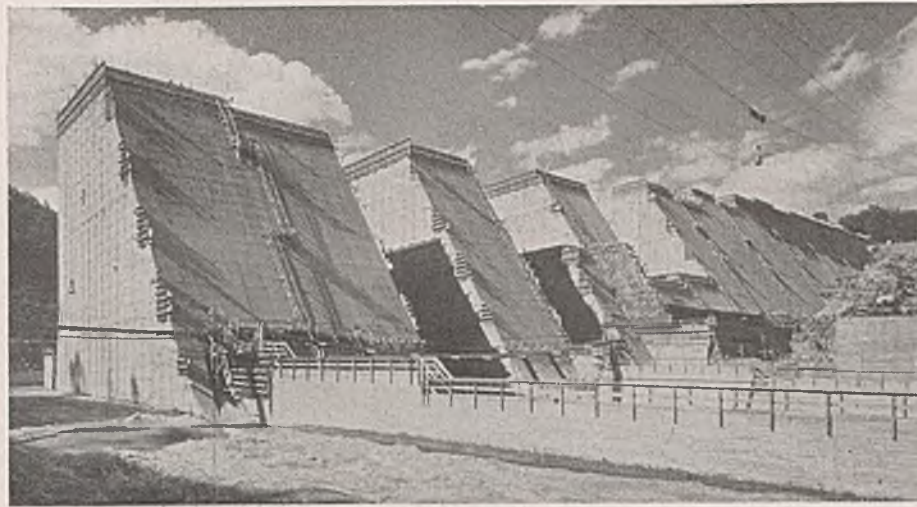


Abb. 11. Betonierung des Norris Dam mit Gleitschalung in 17-m-Blöcken bei 1,5 m Schichthöhe.

Der Wheeler Dam.

Das zweite von der TVA in Angriff genommene Bauwerk war der Wheeler Dam (Abb. 12) mit einer Bausumme von 29 Mill. \$¹⁷⁾. Schon im Januar 1933 war am Nordufer als Notstandsmaßnahme mit dem Bau der 18,3 × 110 m Schleuse begonnen worden. 9100 m³ Fels waren hier auszuheben, 21 000 m³ Beton einzubringen. In vier 6-Stunden-Schichten mit je 65 Mann Belegschaft wurden die Arbeiten im Schutze einer Spundwand vorwärtsgetrieben. Der Aushub geschah mit Löffelbaggern in Lastwagen, mit dem Betonieren wurde unmittelbar hinterhergegangen. Drei 0,76-m³-

Doppelkonuskippmischer lieferten den Beton, der mit Bodenklippkübeln auf Lastwagen zur Verarbeitungsstelle gebracht wurde. Das Einbringen besorgte ein auf der Kammersohle laufender Vollportalkran, unter dem die Lastautos mit dem Aushubmaterial und dem Beton hindurch verkehrten. Für das Versetzen der eisernen Blaw Knox-Schalung mit Sperrholztafeln waren noch zwei kleinere Raupendrehkrane eingesetzt. Die Anfuhr der Zuschlagstoffe und Bindemittel geschah auf dem Wasserwege. Der Schleusenbau war im September 1935 fertig¹⁸⁾.

Am 30. November 1933 begannen die eigentlichen Bauarbeiten am Staudamm. Auch hier waren die Pläne noch nicht vollständig fertig. Die örtlichen Verhältnisse aber lagen gegenüber denen am Norris Dam

völlig anders. Die Baustelle liegt in bewohntem Gelände mit guten Straßen; der Tennessee hat eine Breite von mehr als 1600 m und ist 1,8 bis 3 m tief. Es lag also nahe, von dem nur etwa 24 km entfernten Wilson Dam mit seinem Gleisanschluss und den guten Umladevorrichtungen aus die Baustelle auf dem Wasserwege aufzu-

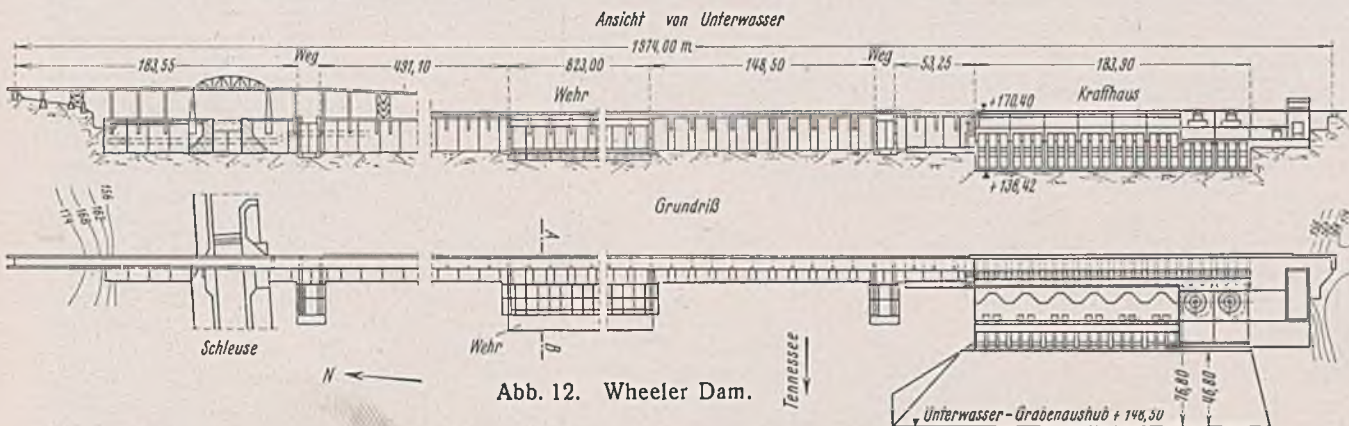


Abb. 12. Wheeler Dam.

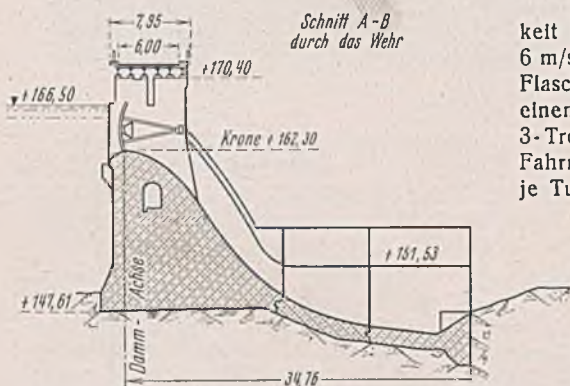


Abb. 12a. Wheeler Dam.

ziehen. Das Corps of Engineers ließ hierzu die ersten Geräte, nämlich vier Schwimmderricks mit 15,3/20,5- und 26,2-m-Ausleger, einen 1,15-m³-Naßlöffelbagger, zwei Schlepper und die nötigen Schuten. Ein Hafen 61 × 61 m wurde zum Schutze gegen den nicht unerheblichen Wellenschlag des Wilson-Stausees angelegt, die Baustelle in 2 Wochen vom 27 km unterhalb liegenden Wilson Dam her mit 44 000 V Drehstrom versorgt und die erforderlichen mechanischen und Holzbearbeitungswerkstätten, Büro- und Unterkunftsbaracken für 1000 Mann, Krankenhaus, Warenhaus, Kantine, Kompressorstationen mit zunächst 2 × 59 m³/min bei 400 PS Antriebsleistung, Bohrschmiede usw. am Südufer fertiggestellt.

417 000 m³ Fels waren in insgesamt 37 Baumonaten zu lösen und 480 000 m³ Beton herzustellen und einzubringen. Bis zu 5000 Arbeiter waren in 4 × 6 × 6 Stunden wöchentlich tätig.

In fünf Abschnitten, beginnend vom linken, südlichen Ufer her, wurde die Baugrube trocken gelegt¹⁹⁾, wobei der erste Fangedamm in Holzklottenbauart 6,1 m breit und 4,9 m hoch (fertig am 21. Januar 1934), die späteren in Felschüttung mit folgenden Abmessungen: 428 + 133 + 442, 378 + 69 + 378, 350, 336 und 310 m bei 67 m Breite ausgeführt wurden. Bei einem Abtrag von durchschnittlich 4,6 bis 4,9 m, um die Kalksteinsohle freizulegen (Im Krafthaus 15,3 bis 17,5 m), waren nacheinander Aushubmengen von 206 000, 62 000, 60 000, 31 000 und 15 300 m³ mit zwölf Wagenbohrmaschinen, die zu drei oder fünf zusammen arbeiteten,

¹⁷⁾ Design and construction of Wheeler dam. W. M. Hall. Civil Engineering, Bd. 5 (1935), S. 203 bis 208.

¹⁸⁾ Travelling gantry places concrete for Tennessee lock at Wheeler dam. Construction Methods, Bd. 16 (1934), S. 24 u. 25.

¹⁹⁾ Wheeler dam built in five stages. Construction Methods, Bd. 17 (1935), S. 26 bis 30.

zu bewältigen. Die Bohrl Lochdurchmesser betragen 115 mm, die Tiefe 4,6 m, der Abstand 1,5 m. Geladen wurde das abgeschossene Material von zwei 1,9-m³-Löffelbaggern in sieben 7,6-m³-Kipplastwagen.

Dicht an dicht, insgesamt 80 000 m, wurden die Bohrlöcher mit 6,7 bis 15,3 m Länge bei den Turbinenbaugruben gesetzt, um ohne große Sprengungen ein sauberes Profil zu erzielen. Das Material wurde zum größten Teil für den Bau der Fangedämme benutzt²⁰⁾. Die Zementempressungen wurden mit einem Druck von 3,5 bis 8 atü in zwei Reihen von 63-mm-Löchern mit 6,1 m Abstand und 6,1 m Tiefe ausgeführt, nachdem 3 m Beton bereits eingebracht waren.

Wesentlich einfacher gestaltete sich angesichts der günstigen örtlichen Verhältnisse die Lieferung der Betonzuschlagstoffe in vier Korngrößen 153/76, 76/38, 38/19, < 19 mm. Sie wurden von einem Unternehmer bezogen, der mit einem Eimerketenschwimmbagger mit Sortiereinrichtung von 400 t/h Leistung das Material 56 bis

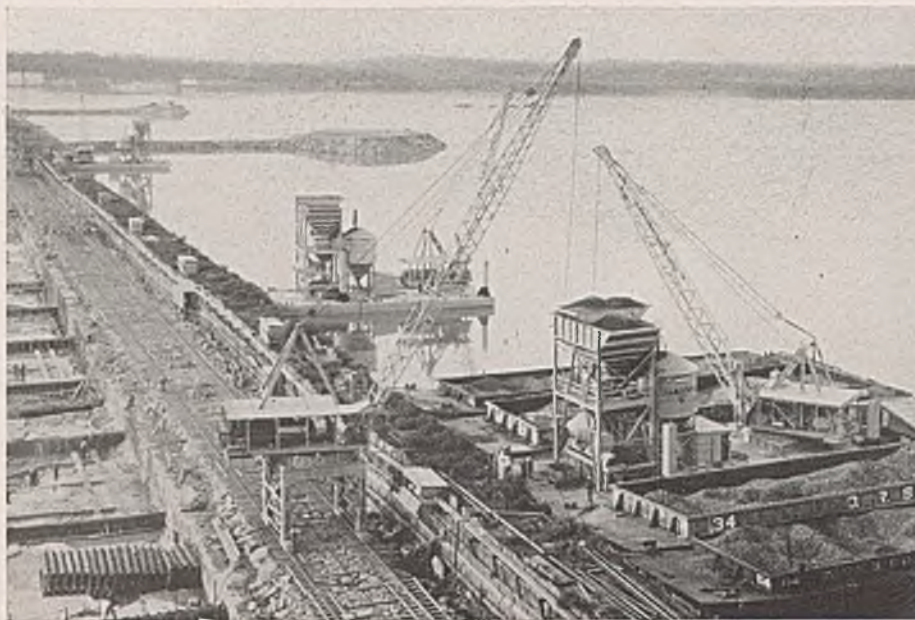
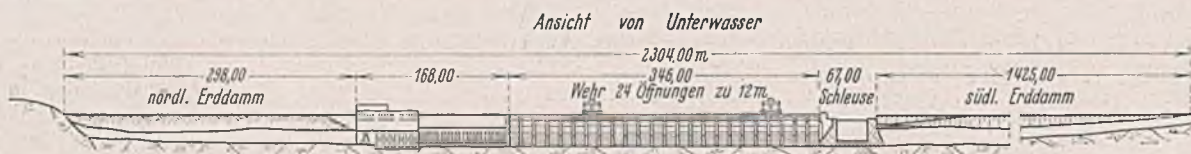


Abb. 13. Schwimmende Mischanlagen mit je einem 1,53-m³-Mischer, Bunkern für 150 t Zuschlagstoffe und 82 m³ Bindemittel und einem Umschlag-Drehkran von 7 t Tragkraft.

9,1 m hoch aufgebaut und bestanden aus einem Kippmischer von 1,53 m³ Inhalt, über dem mit ihren Abmeßgefäßen Silos für die Zuschlagstoffe mit 150 t und die Bindemittel mit 82 m³ Fassungsraum und ein 450-l-Wasserbehälter angeordnet waren (Abb. 13). Ein 24-m-Derrick mit 7 t Tragkraft und Fullerpumpen dienten zum Beladen der Behälter. Die Bedienung bestand aus zwei Mann zum Abmessen und Entleeren²²⁾.

Gleich einfach war das in Amerika sich immer wieder findende Einbringen des Betons. Benutzt wurden dazu 1,5-m³-Bodenkübel und sechs Vollportal-Drehkrane mit 29-m-Ausleger, wobei der Betonkörper in einzelnen Blöcken von 4,6 und 9,2 m bei einer Schlichthöhe von 1,5 m hochgeführt wurde und

entsprechende später zu schließende Öffnungen für die Hochwasserabführung freigelassen wurden. Besondere Aufmerksamkeit erforderten dabei die Schalungsarbeiten, die infolge der verwendeten 3600 verschiedenen Formen nicht weniger als 28 760 m³ Holz bedingten.



Der Pickwick Landing Dam.

An dritter Stelle in der Reihe der von der TVA in Angriff genommenen Bauten steht mit dem Baubeginn am 1. Januar 1935 zeitlich der Pickwick Landing Dam (Abb. 14) mit einer Bausumme von 28 Mill. \$²⁴⁾. Mit dem Wheeler Dam zusammen soll er bereits auf eine Länge von 578 km eine Wassertiefe von 2,3 m sichern. Im Gegensatz zu den beiden vorher genannten sind die Arbeiten hier noch nicht abgeschlossen; der Bau ist vielmehr erst etwa 1/3 fertig.

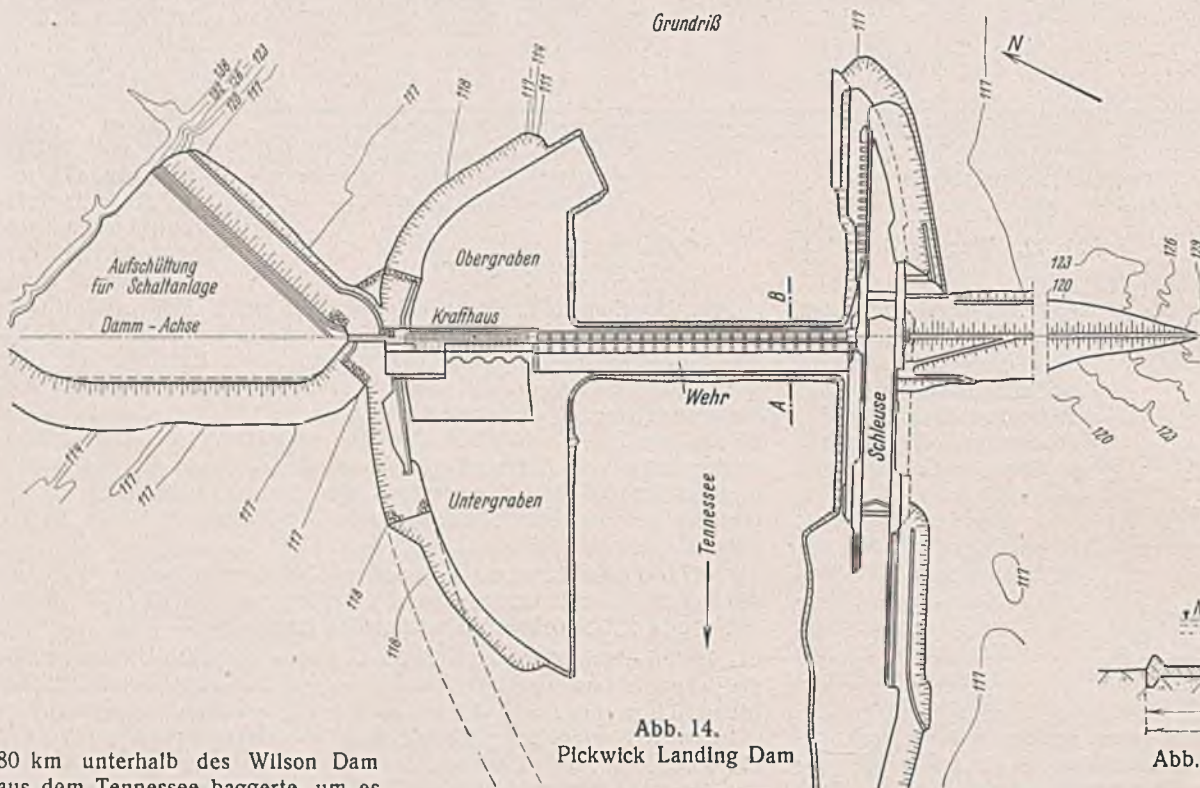


Abb. 14. Pickwick Landing Dam

Abb. 14a. Pickwick Landing Dam.

80 km unterhalb des Wilson Dam aus dem Tennessee baggerte, um es mit einer Flotte von sechs Schuten und zwei Schleppern laufend (bei nur 10% Stapelung) den vier Mischanlagen zuzuführen.

Diese waren, da Kabelkrane für die Betonförderung bei der großen Flußbreite und den 30 m hohen Ufern nicht in Frage kamen, als schwimmende Anlagen²¹⁾ auf Prahmen 12,2 x 27,5 m mit 1,68 m Tiefgang

²⁰⁾ Rock-fill coffer incloses portion of Wheeler dam. Construction Methods Bd. 16 (1934), S. 46 u. 47.

²¹⁾ TVA floating concrete-mixing plants for Wheeler dam. Rock Products Bd. 37 (1934), S. 59.

Die Inbetriebnahme soll bis zum Juni 1938 stattfinden, 41 Monate stehen also zur Bewältigung der 2 550 000 m³ Boden- und 173 000 m³ Felsaushub, zum Einbau der 2 290 000 m³ in die Flanken-Erddämme und zum Ein-

²²⁾ TVA's second dam-building job. W. M. Hall. Engng. News-Rec. Bd. 112 (1934), S. 525 bis 527.

²³⁾ Floating mixing plants will concrete Wheeler dam. L. H. Huntley, Engng. News-Rec. Bd. 113 (1934), S. 431 bis 432.

²⁴⁾ Third TVA dam under way at Pickwick Landing. Engng. News-Rec. Bd. 115 (1935), S. 636 bis 639.

bringen der 460 000 m³ Beton zur Verfügung. Die örtlichen Verhältnisse sind ähnlich denen am Wheeler Dam²⁵⁾. Die 428 m breite Flußrinne ist 10,7 bis 13,8 m tief in die Ufer eingeschnitten, die im Süden flacher, im Norden steiler, zur Ausführung etwa 1200 bzw. 300 m langer Erd-dämme in das Vorflutgelände zwingen. Auch hier wurde der Hauptantransport auf den Wasserweg verlegt, der auch die Zuschlagstoffe und den Zement liefert, wenn auch eine 24 km lange Beton-an-schlußstraße gleichzeitig mit den ersten Baueinrichtungsarbeiten, wie der Herstellung der Umschlageneinrichtungen, der Werkstätten, von 110 Baracken und Wohnhäusern usw., angelegt wurde.

Der Bauvorgang vollzieht sich nach dem Bauprogramm in Abb. 15 in drei Abschnitten: Schleuse mit beiden Erd-dämmen, Krafthaus, Wehr²⁶⁾. Als Fangedämme tauchen hier erstmalig bei der ebenen, 3 bis 4,5 m Kiesüberlagerung aufweisenden Felssohle die Spundwandzellenfangedämme (Abb. 16) auf, bei denen für den ersten Abschnitt 24 Spundwandzylinder in Abständen von 19 m mit 18 m Durchm. und 16,8 m Höhe aus 380-mm-

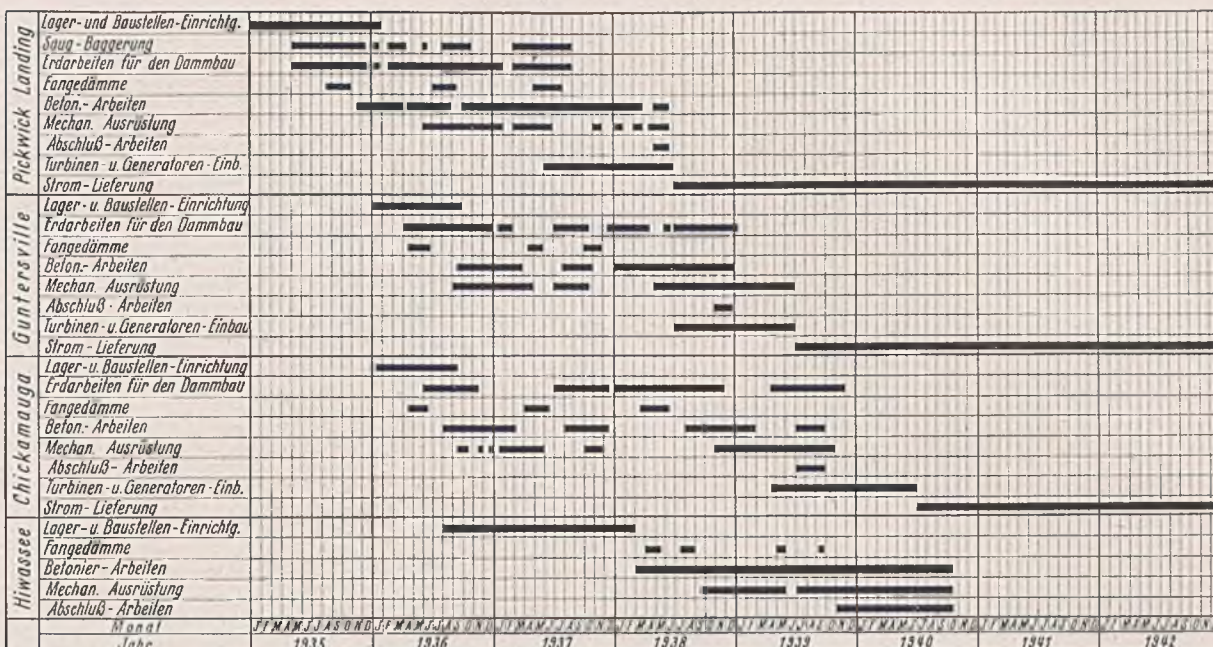


Abb. 15. Bauprogramme der im Bau befindlichen Staustufen des Tennessee.

mit nur 15% von neuen Spundwänden an, wobei für jede einzelne Bohle etwa 6,3 min bei 25 bis 175 t Zug unter Verwendung eines Pfahlziehers, für die ganze Zelle mit Anschlüssen 35 Stunden gebraucht wurden.

Gleichzeitig mit den Fangedammarbeiten wurden die beiden Erd-dämme, und zwar am linken Südufer auf dem nassen, am rechten Nord-



Abb. 16. Pickwick Landing-Baustelle: Beseitigung des Schleusen- und Bau des Krafthaus-Fangedammes (Luftbild).

Flachprofilen (58 kg/m) gerammt werden²⁷⁾. Sie bilden die einzelnen standfesten Pfeiler, zwischen denen kurze Verbindungsstücke von je zehn Bohlen den Dichtungsschluß herstellen (Abb. 16 u. 17). Die 4100 t Bethlehem-Normalprofil wurden am Führungsgerüst von zwei Schwimmderricks mit 38-m-Ausleger (Abb. 17) durch Mc Kiernan Terry-Rammhämmer 3 B 3 gerammt, wobei der erste Fangedamm um die Schleusenbaugrube mit 92 + 458 + 92 m Länge in 4 x 6 x 6 Stunden je Woche von Ende August bis 4. Oktober 1936, also mit einer Leistung von 143 t/Tag fertiggestellt wurde. Der Fangedamm wurde zunächst bis Wasserspiegelhöhe mit Greifern gefüllt. Der Rest wurde eingespült, wobei 1,2 m von oben auf der Wassenseite sechs 250-mm-Löcher das überschüssige Wasser ablaufen ließen. Zur Trockenlegung der Baustelle dienten sieben 250er und 300er Kreisel-pumpen.

Die Spundwände des ersten Abschnitts werden nach Beseitigung der Zellenfüllung bis zur Wasserlinie wieder gezogen und nicht nur für die beiden späteren Bauabschnitte, sondern immer wieder bei den neuen in Angriff zu nehmenden Baustellen eingesetzt. Die Kosten für das Ziehen und Wiederherrichten gibt Engng. News-Rec. Bd. 118 (1937), S. 327,

²⁵⁾ TVA starts Pickwick Landing dam. Construction Methods Bd. 17 (1935), S. 46 u. 47.

²⁶⁾ Three stage construction planned for building of TVA's Pickwick Landing dam. Construction Methods Bd. 18 (1936), S. 36 bis 39.

²⁷⁾ Construction steps up at Pickwick, third TVA dam. Engng. News-Rec. Bd. 116 (1936), S. 549 bis 554.

ufer auf dem trockenen Wege in Angriff genommen. Hierzu wurde zunächst in einem 6,1 m tiefen und 10,7 m breiten Graben eine Abdichtungsspundwand durch Rammhämmer mit zwei 38-m-Derricks geschlagen. Auf dem Südufer wurden dann im Schutze der durch Eimersedagger her-

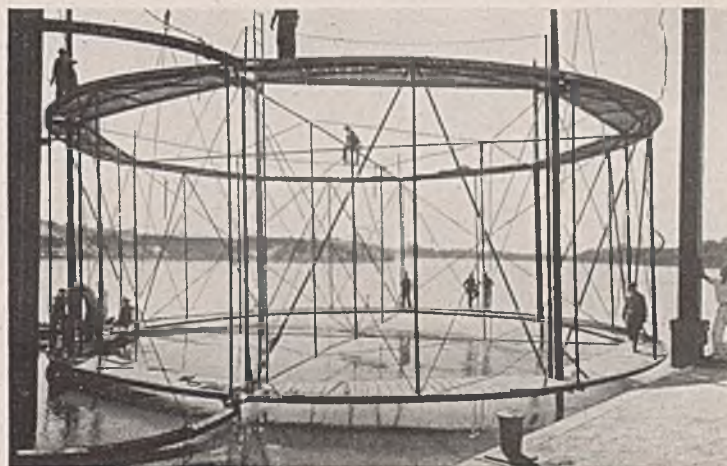


Abb. 17. Rammgerüst für die Zellen-Fangedämme.

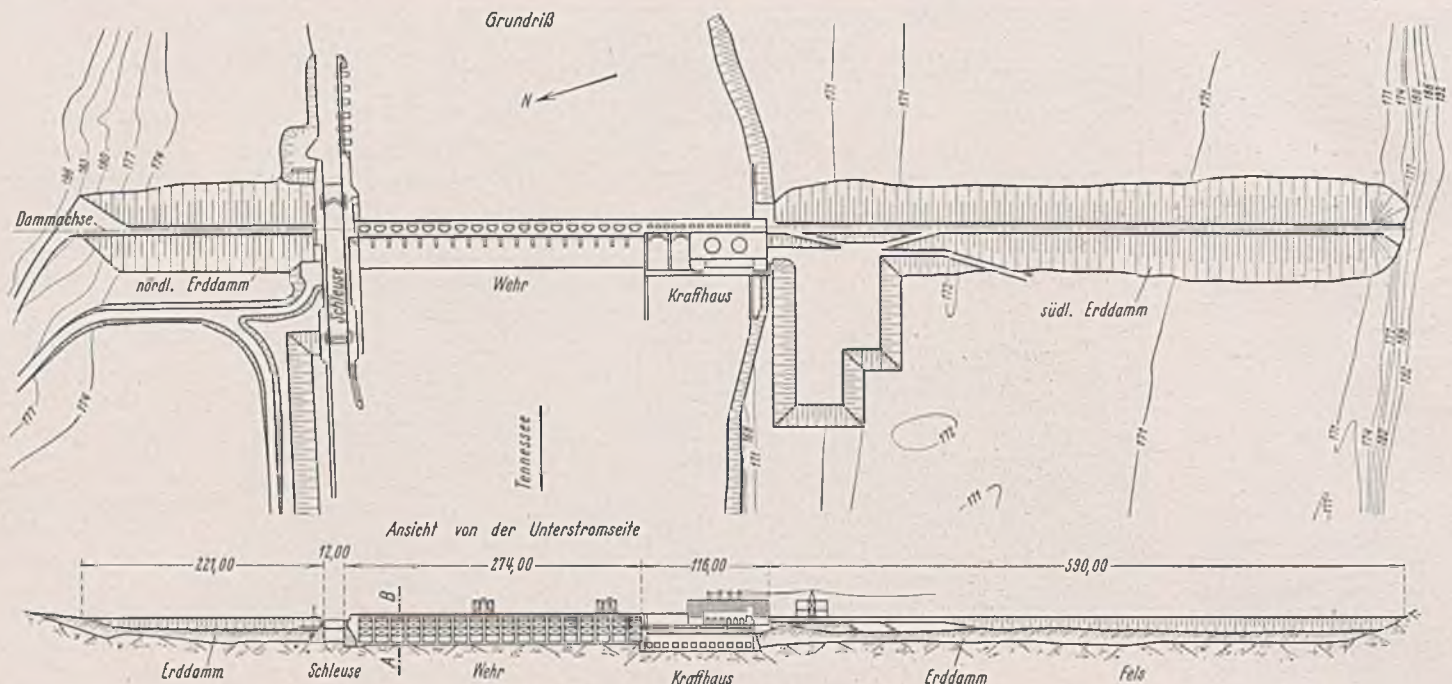


Abb. 19. Guntersville Dam.

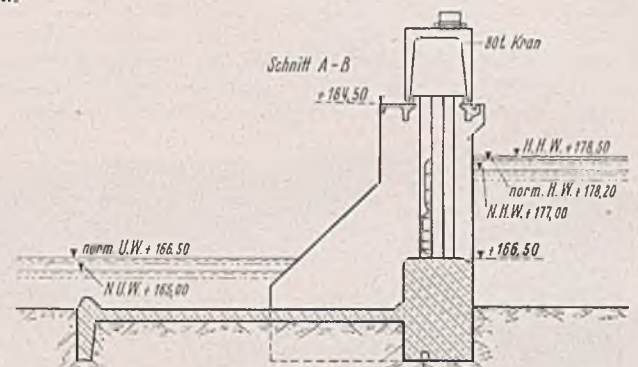


Abb. 19a. Guntersville Dam.

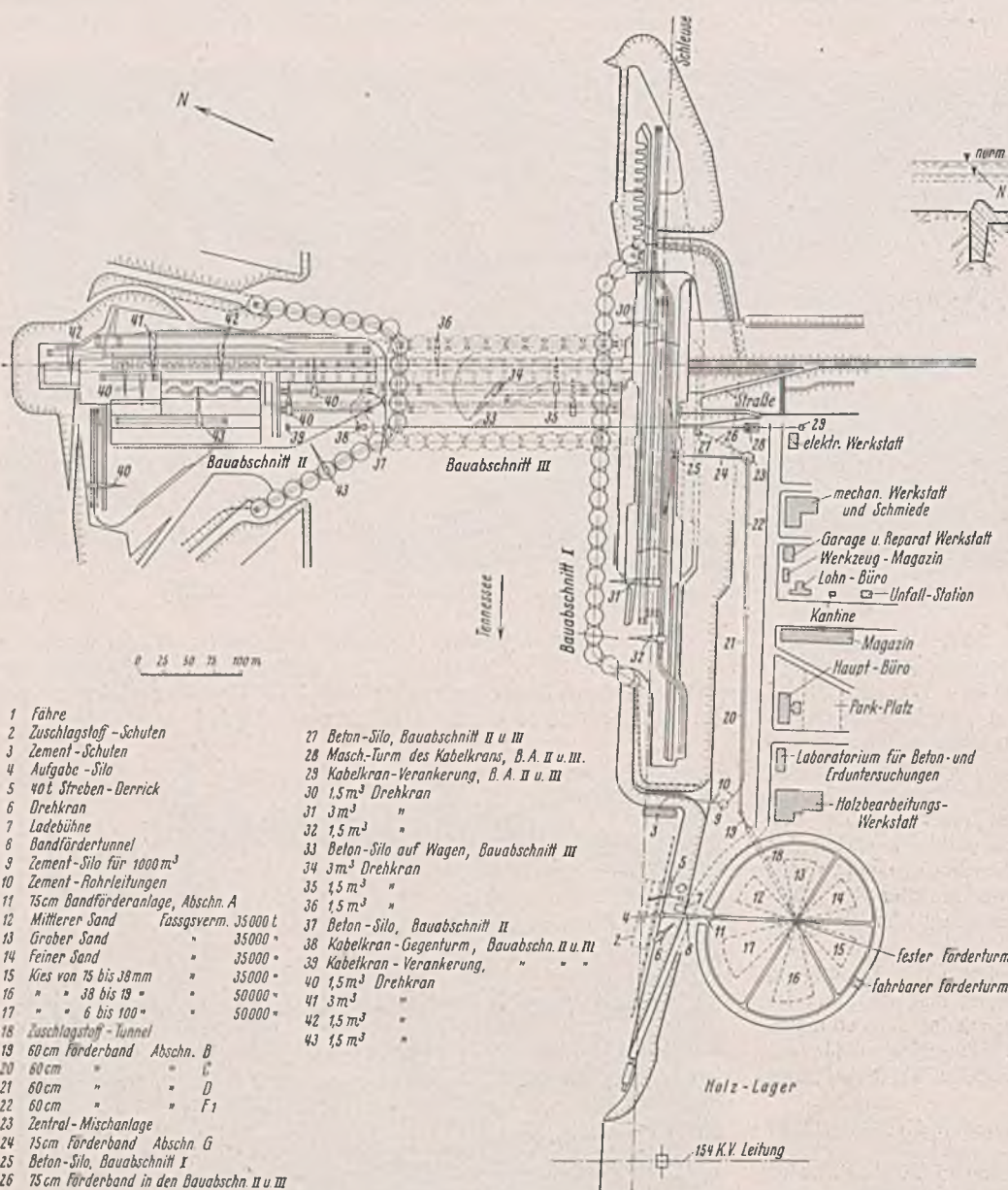


Abb. 18. Die Baueinrichtung der drei Bauabschnitte des Pickwick Landing Dam mit der Lagerung und Aufbereitung der Zuschlagstoffe.

gestellten Hilfsdämme in 0,92 m hohen Schichten mit zwei 400 er Spülleitungen in 9,2 m Abstand unter sorgfältigem Schutze durch Prallbleche die aus den Baugruben mit Saugbaggern gewonnenen Aushubmassen (1 150 000 m³), und zwar das dichte Material im Kern, das durchlässige außen eingespült²⁸⁾. Auf der Nordseite benutzte man den mit Elevating-Gradern bei einer Leistung von 190 m³/h je Gerät gewonnenen Aushub der Krafthausbaugrube (Ingesamt 1 260 000 m³), um ihn mit 7,6-m³-Halbanhängern und Bulldozern in gleicher Weise einzubringen.

Die Zuschlagstoffe wurden wie beim Wheeler Dam durch Baggerung 16 km stromauf aus dem Fluß gewonnen. Nur wurde mit Rücksicht auf die stärkere Störungsgefahr durch Hochwasser hier ein auch an anderen Stellen wiederkehrendes, aus 14 verschiedenen Vorschlägen gewähltes größeres Lager in Kreis- bzw. Ovalform von 2 x 77 m Halbmesser + 23 m Mittenabstand mit einem Fassungsraum von 190 000 m³ angelegt. Abb. 18 zeigt, in welchem Umfange die einzelnen Korngrößen gestapelt werden. Die Materialschuten kommen an der Umschlagstelle an, werden durch einen 40-t-Stredenderrick und einen kleineren Drehkran mit Greifer entladen. Das Material läuft über einen 30-m³-Aufgabebunker auf ein 130 m langes 760-mm-Band von 400 t/h Leistung. Ein Schrapper mit einem Mittelturm und einem ovalfahrbaren Gegenturm sorgt für Verteilung

²⁸⁾ Dredge pump operations. S. T. Henry. Engng. News-Rec. Bd. 116 (1936), S. 549 bis 552.

und spätere Wieder-
aufnahme der einzel-
nen Korngrößen. Über
vier hintereinander ge-
schaltete 610-mm-Bän-
der mit 250 t/h werden
die Zuschlagstoffe den
575-m³-Bunkern der
460 m entfernten Misch-
anlage zugeführt. Eben-
so kommt der Zement
auf dem Wasserwege
an, um mit Fullerpum-
pen in einen 980-m³-
Silo und von dort in
gleicher Weise nach
den zwei 9-m³-Bunkern
der Mischanlagen ge-
pumpt zu werden²⁹⁾.

Die Mischanlage ist
wieder als fünfstöckiger
Turm ausgeführt: Bun-
ker mit Verteilerdreh-
rinne im obersten, Ab-
meßgefäße und Bedie-
nungsschaltstand im
vierten, Drehrinne mit
Verteilung auf die
Mischer im dritten, drei
1,53-m³-Mischer mit
90 sek Mischzeit im
zweiten und Entleerung
zu ebener Erde auf ein
75 m langes Band von
1270 mm Breite, das das
Material an einen Beton-
bunker abgibt^{30) 31)}.

Das Einbringen des Betons geschieht in den drei Arbeitsabschnitten
verschieden. Für die Schleuse wird der Beton in Bodenkübel mit Roll-
verschluß abgezogen, die zu dreien auf einem Plattformwagen mit Benzin-
lokomotive stehen und von einem 3- und zwei 1,5-m³-Vollportal-drehkranen
(10 m Spurweite, 35 m Ausleger) abgenommen werden, um in die Schalung
entleert zu werden.

Für das Krafthaus wird der Beton von einem ortfesten Kabelkran
mit 456 m Spannweite und 46 bzw. 34 m hohen Türmen abgenommen,
wieder einem Betonzwischenbunker auf Schienen zugeführt und dann in
die Bodenkübel auf Plattformwagen abgezogen. Zu dem einen 3-m³- und
den zwei 1,5-m³-Kranen tritt ein dritter 1,5-m³-Kran.

Das gleiche gilt vom Wehr, wo der Abnahmebunker für den Kabel-
kran verfahrbar ist.

²⁹⁾ Handling the aggregates at Pickwick dam. W. E. Trauffer, Pit
and Quarry Bd. 28 (1936), S. 46 bis 50.

³⁰⁾ Pickwick Landing concrete plant. Herbert F. Gough. Engng. News-
Rec. Bd. 116 (1936), S. 552 bis 554.

³¹⁾ Concrete plant layout at Pickwick dam Tennessee. Robert F. Olds.
Contractors and Engineers Monthly Bd. 33 (1936), S. 11.

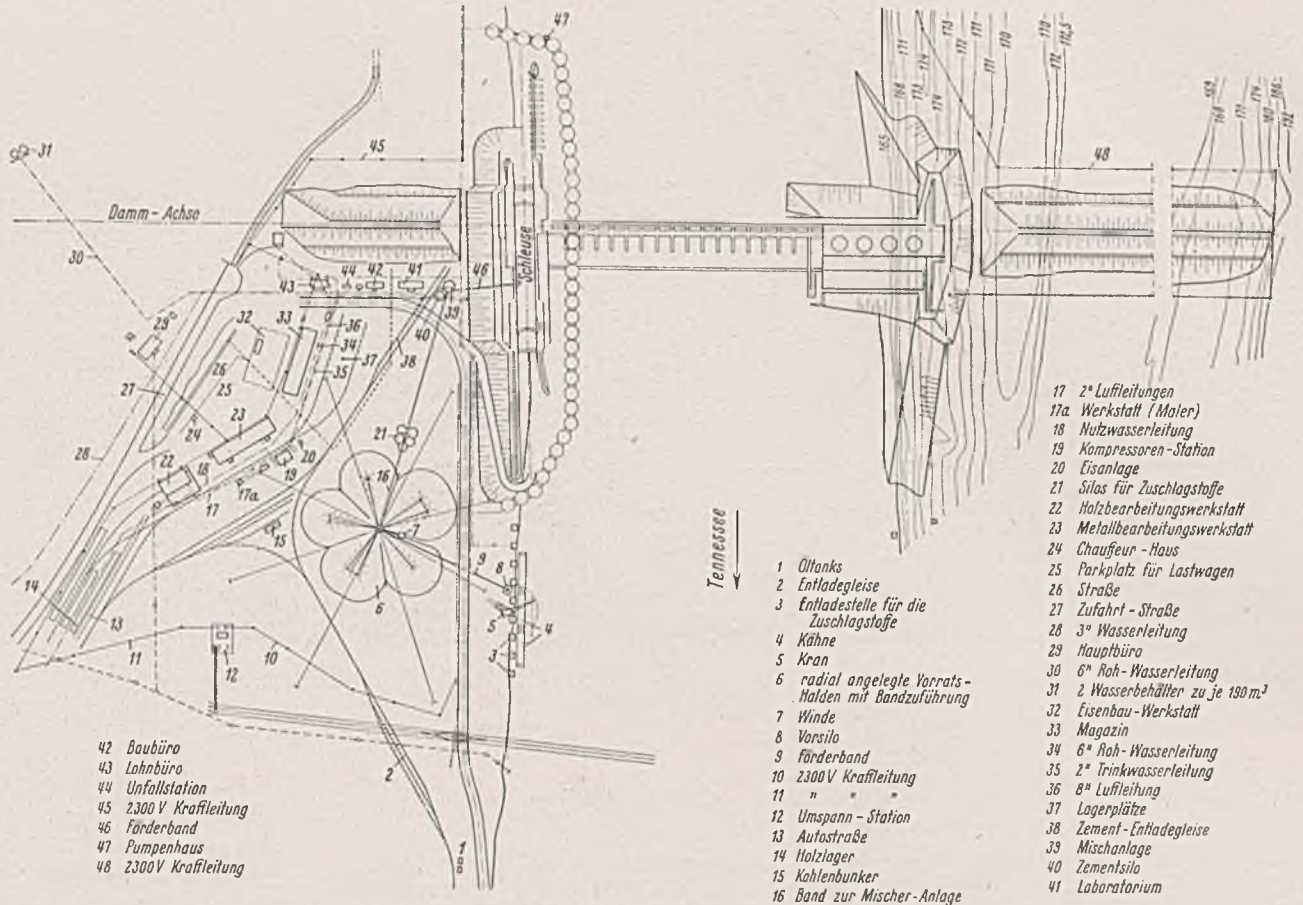


Abb. 20. Die Bauanrichtung des Guntersville Dam.

Der Guntersville Dam.

Am 4. Dezember 1935 ist die vierte Staustufe der TVA, der Guntersville Dam (Abb. 19), in Angriff genommen worden. In 37 Monaten sind 324 000 m³ Boden, 109 000 m³ Felsaushub zu bewältigen, 475 000 m³ Boden in die beiden Flankendämme einzubauen und 242 000 m³ Beton einzubringen. Das Bauprogramm zeigt Abb. 15. Die örtlichen Verhältnisse und die auszuführenden Arbeiten ähneln so stark denen am Pickwick Landing Dam, daß es nicht wundern nimmt, die gleichen Bauvorgänge und -einrichtungen auch hier wiederzufinden. Man will auch hier in drei Abschnitten vorgehen: im ersten mit der Schleuse den zugehörigen Erddamm in Angriff nehmen, als zweiter Bauabschnitt folgt das Krafthaus mit seinem Flankendamm und zuletzt das Wehr³²⁾. Der im Pickwick Landing Dam bewährte Spundwand-Zellen-Fangedamm wird auch hier benutzt, ebenso wie die Erddämme mit einer Dichtungsspundwand im Graben versehen sind. Auch die Zufuhr der Bindemittel und der aus dem Fluß 6,4 km stromauf durch einen Saugbagger mit Siebeinrichtung gewonnenen Zuschlagstoffe (Abb. 20) geschieht auf dem Wasserwege,

³²⁾ Rapid progress at Guntersville dam. Contractors and Engineers Monthly Bd. 33 (1936), S. 32.

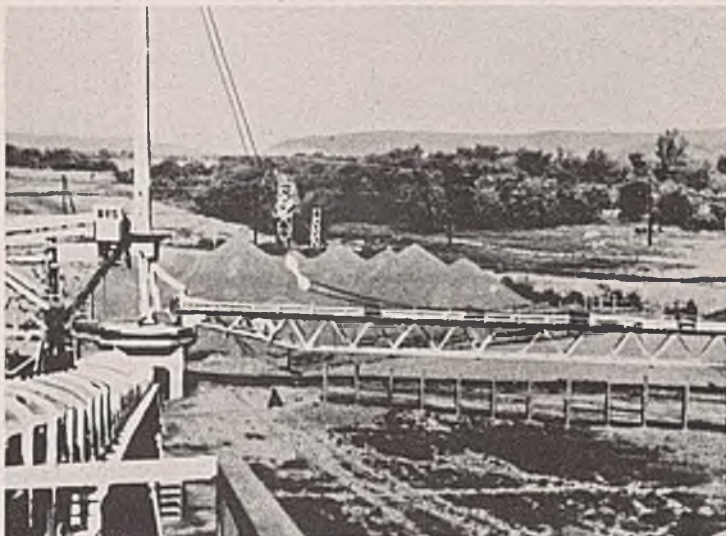


Abb. 21. Um 360° schwenkbares Band über den Kreis-sektor-Halden von 200 000 t Zuschlagstoffen.

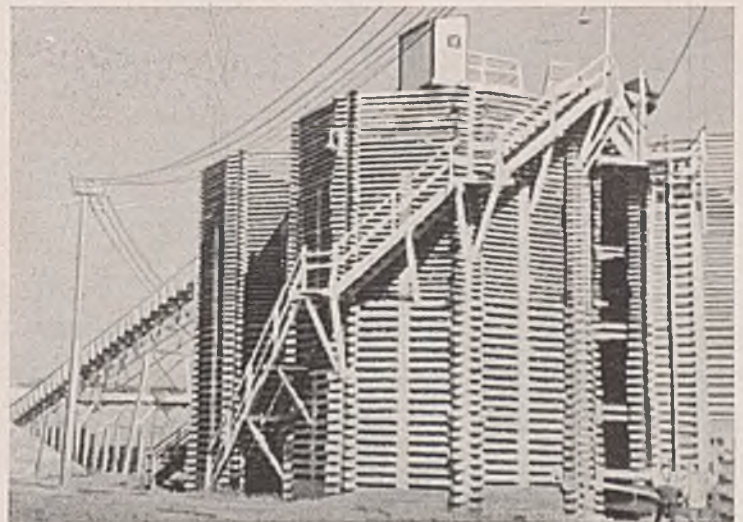


Abb. 22. 2300-t-Holz-Zwischensilos zwischen Mischanlage und Vorrathalden.

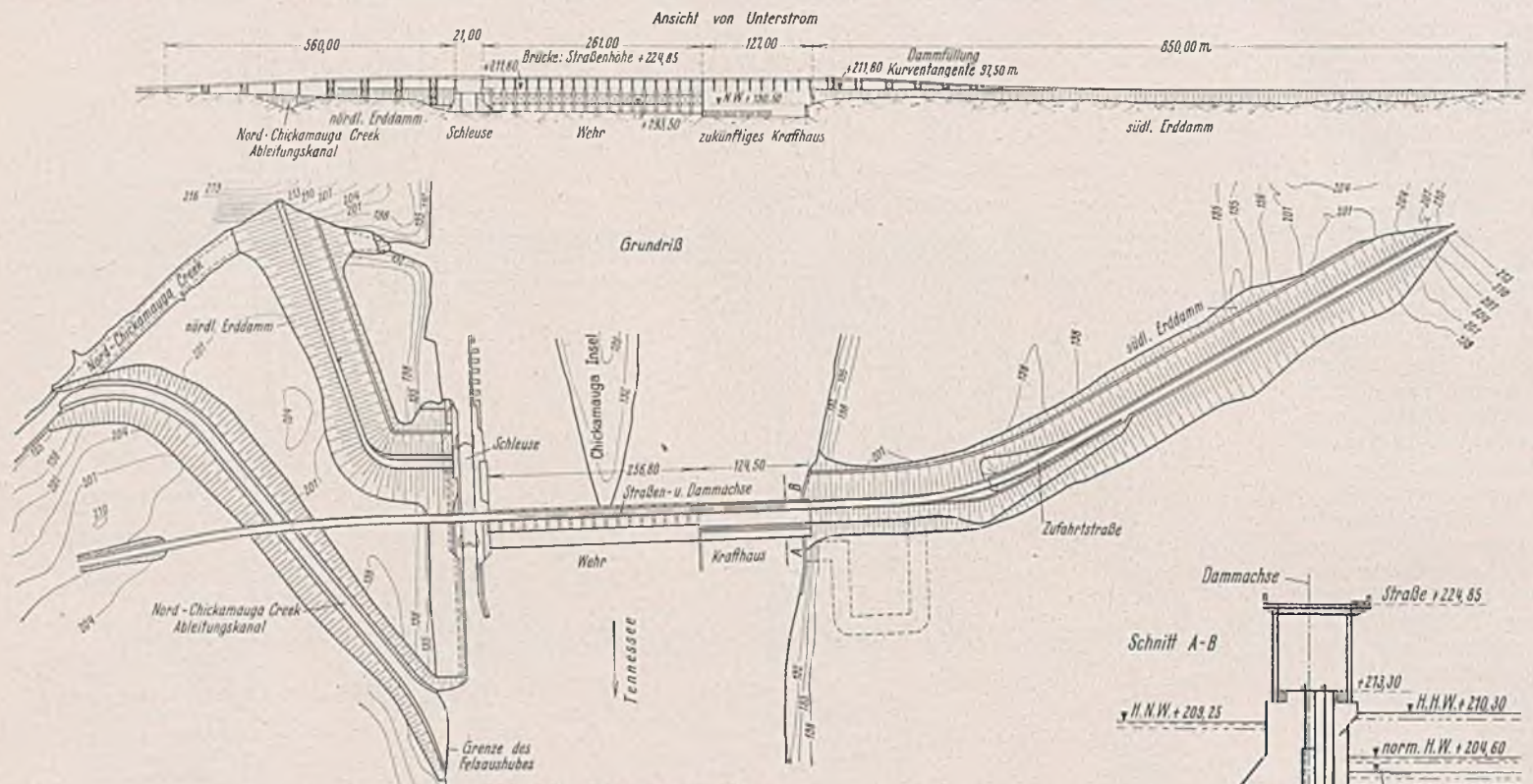
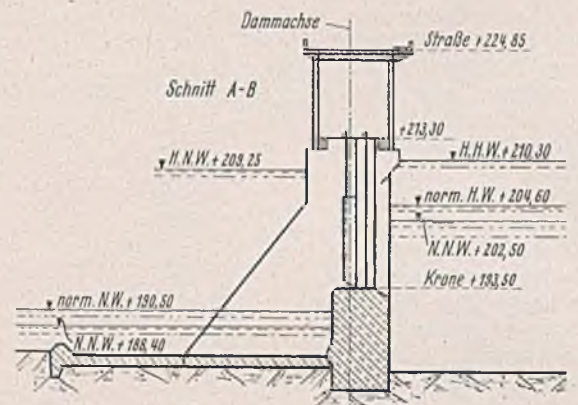


Abb. 23. Chickamauga Dam.

Abb. 23a. Chickamauga Dam.



wobei man allerdings für die Lagerung in den hier verwendeten Kreis-sektor-Halden einen etwas anderen Weg gegangen ist. Es wird kein Schrapper benutzt, sondern ein um einen 34 m hohen Turm um 360° schwenk- und umsteuerbares Band mit Abwurfwagen, während das Abziehen von den Halden durch Beladen des rückwärtslaufenden Bandes mit einem 1,15-m³-Greifer geschieht (Abb. 21). Die fünf Zuschlagstoffe 89/45, 45/23, Kies, Sand und Feinsand mit 31 000, 52 500, 47 200, 34 700 und 34 700 t



Abb. 24. Die Bauernrichtung des Chickamauga Dam.

werden nicht unmittelbar zu den Bunkern der Mischanlage, die wohl vom Wheeler Dam stammt, gefördert, sondern es sind noch einmal Holz-zwischensilos eingeschaltet, die mit 2300 t für einige Stunden reichen (Abb. 22). Von da ab ist die Bauernrichtung für die Schleuse die gleiche wie beim Pickwick Landing Dam, wobei die Mischanlage mit ihren sechs Vorratsbehältern von 382 m³ für die Zuschlagstoffe und 70 m³ für Zement im wesentlichen vom Norris Dam stammt. Der Zement wird hier in Tankwagen mit der Bahn angeliefert und durch Fullerpumpen entladen. Als Mischer finden zwei 1,53-m³-Ransome-Mischer Verwendung, die eine

Leistung von 1530 m³ in 24 h ergeben. Es ist anzunehmen, daß sich diese Übereinstimmung im Bauvorgang auch in den Bauabschnitten 2 und 3 wiederfinden wird. Die Massen sind allerdings allgemein etwas kleiner, so daß die zu erzielenden Leistungen kleiner gehalten sein können. Zum Einbringen des Betons dienen drei Drehkrane mit 29-m-Ausleger, denen die 1,53-m³-Kübel zu zweit auf Plattformwagen zugeführt werden, nachdem sie über ein 66 m langes Förderband und einen Zwischensilo den Beton von der Mischanlage erhalten haben. Abb. 20 veranschaulicht die Bauernrichtung, soweit sie bisher festliegt.

Der Chickamauga Dam.

Der letzte der (am 13. Januar 1936) im Tallaufe des Tennessee in Angriff genommenen Staudämme ist der Chickamauga Dam (Abb. 23). Für 1 070 000 m³ Boden- und 182 000 m³ Felsaushub, 1 330 000 m³ in die beiden Flankendämme einzubauende Massen und 342 000 m³ Beton stehen 48 Monate Bauzeit zur Verfügung³³⁾. Grundsätzlich sind Bau-

³³⁾ Pickwick — Wheeler — Guntersville — Chickamauga. Donald T. Wright. Waterways Journal Bd. 50 (1936), S. 9 bis 12.

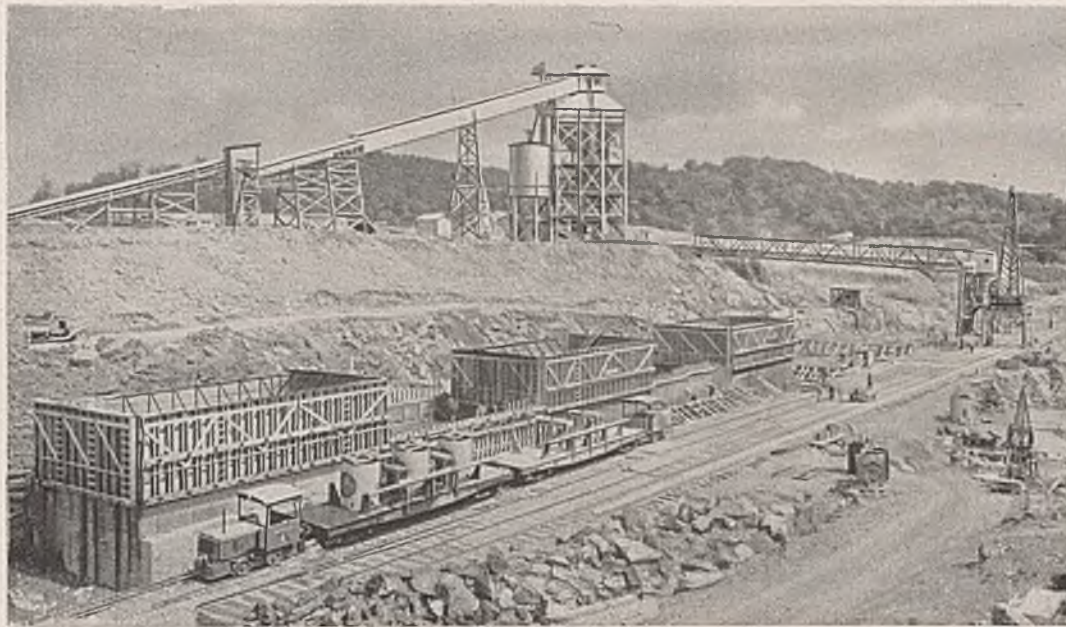


Abb. 25. Schleusenbaugrube mit Mischanlage, Zubringerband, Kübel-Plattformwagen und Portal-Drehkränen zur Betoneinbringung.

vorgang und Baueinrichtung die gleichen wie bei den vorhergehenden, d. h. es wird auch hier laut Bauprogramm Abb. 15 in drei Abschnitten gebaut: Schleuse mit den völlig im Trockenen geschütteten Erdämmen, Krafthaus, Wehr. Auch der bewährte Zellenfangedamm wird wieder benutzt (Abb. 24), der Beton in der gleichen Weise wie oben mit Vollportaldrehkränen (Abb. 25) eingebracht, wenn auch bis zur Fertigstellung des Zubringerbandes von der Mischanlage zum Bunker an Stelle der üblichen Plattformwagen mit

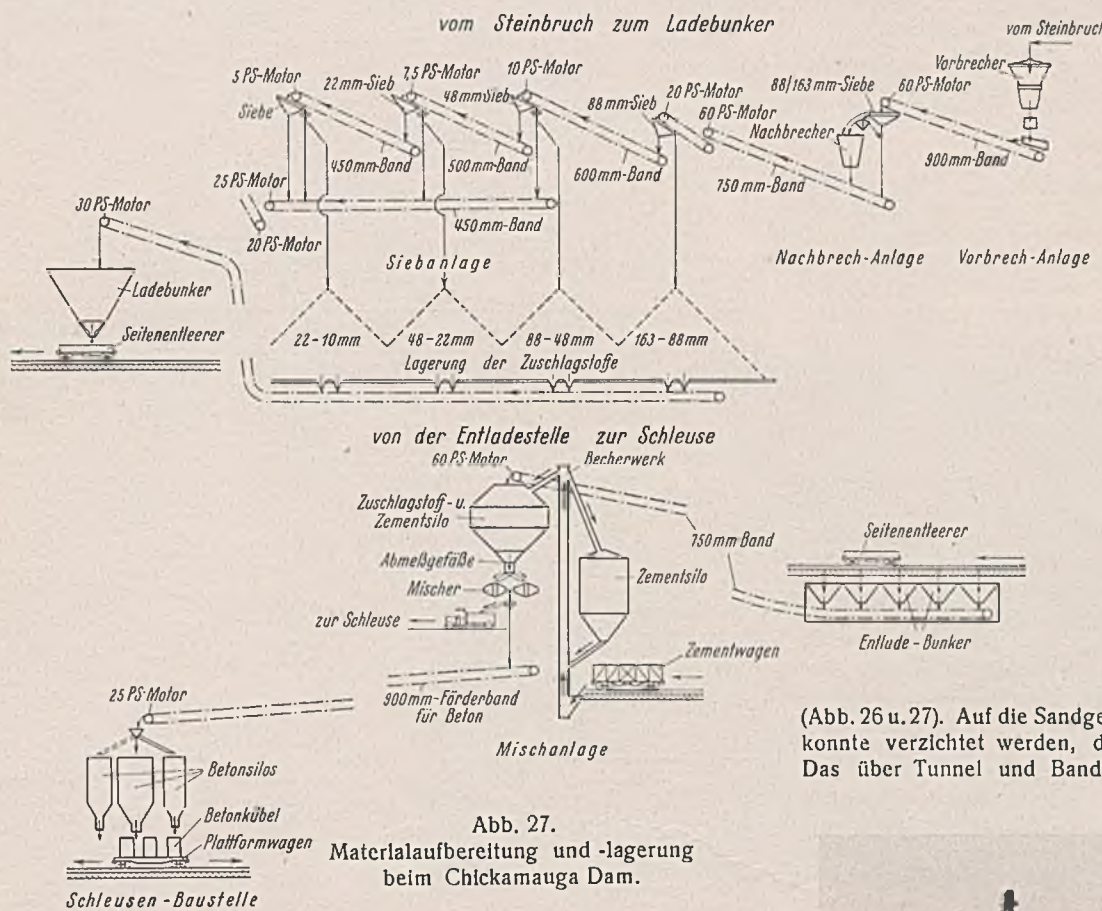


Abb. 27. Materialaufbereitung und -lagerung beim Chickamauga Dam.

Kübeln Lastwagen den Zubringerdienst übernehmen.

Ein wesentlicher Unterschied gegenüber den drei vorausgehenden Baustellen besteht allerdings, und zwar bei der Gewinnung und Lagerung der Zuschlagstoffe. Man hat hier wieder auf die Eigengewinnung in einem etwa 1830 m entfernten Steinbruch am Chickamauga Creek zurückgegriffen. Die dafür eingesetzte Baustelleneinrichtung scheint die beim Norris Dam bewährte zu sein. In dem 200 m langen Bruch mit seinen zwei 2,3-m³-Elektrolöffelbaggern und den vier Wagenbohrmaschinen und vier Hämmern steht so, daß die sechs hinterkippenden geländegängigen 9,2-m³-Wagen mit einer Stundenleistung von 350 t unmittelbar in den Trichter entleeren können, der Symons-Vorbrecher. Er gibt das Brechgut über ein 900-mm-Band über das Tal des Chickamauga Creek an den Kreiselnachbrecher ab. Von dort aus finden wir wieder die vier Siebtürme der Norris Dam-Anlage, die die Halden für die Korngrößen 163/88, 88/48, 48/22, 22/10 und darunter beschicken

(Abb. 26 u. 27). Auf die Sandgewinnungsanlage mit den zwei Hammermühlen konnte verzichtet werden, da der Sand mit der Bahn angeliefert wird. Das über Tunnel und Band abgezogene Material wird aber nicht der



Abb. 26. Siebtürme und Halden für die Zuschlagstoffe.

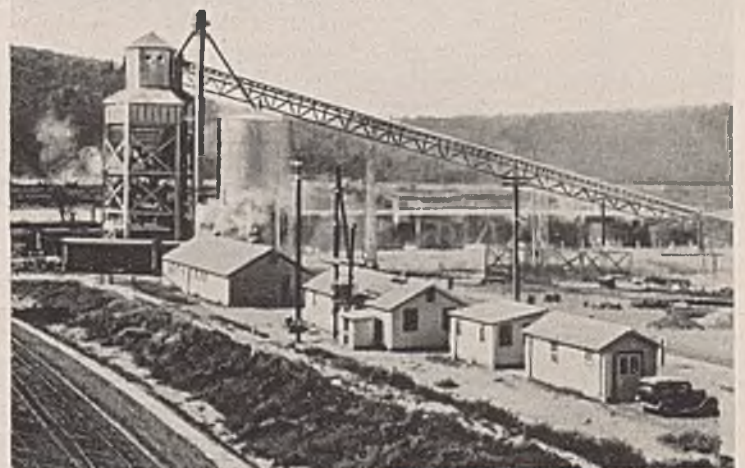


Abb. 28. Mischanlage mit zwei 1,53-m³-Mischern und 4 × 160 sowie 2 × 107 m³-Bunkern für die Zuschlagstoffe, 2 × 77 m³ für Zement.

Mischanlage unmittelbar zugeführt, sondern hier ist einer der seltenen Fälle, wo der Amerikaner acht 12-m³-Selbstentlader mit Preßluftseitenkipfung auf 900 mm Spur mit einer 30-t-Diesellokomotive verwendet, um die Zuschlagstoffe auf die größere Entfernung von 1,6 km von der Sieb- zur Mischanlage zu fördern. An beiden Stellen dienen Bänder mit Ladebunker dazu, um einmal das Material in die Wagen zu laden und es dann auf das Band zu den Mischerbunkern abzuführen, wobei hölzerne Zwischenbunker noch einmal eine Stundenreserve darstellen (Abb. 27).

Die Mischanlage, die teils vom Norris Dam, teils vom Wheeler Dam stammt, stellt mit zwei 1,53-m³-Kippmischern im fünfstöckigen, 34 m hohen Turm die übliche selbsttätige Ausführung dar, neben der einem Zementsilo von 650 m³ die Binde-

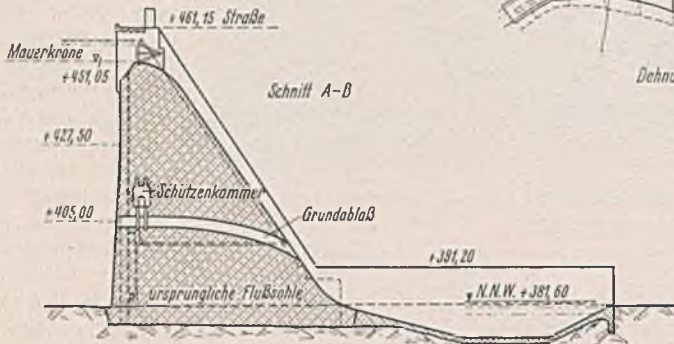


Abb. 29a. Hiwassee Dam.

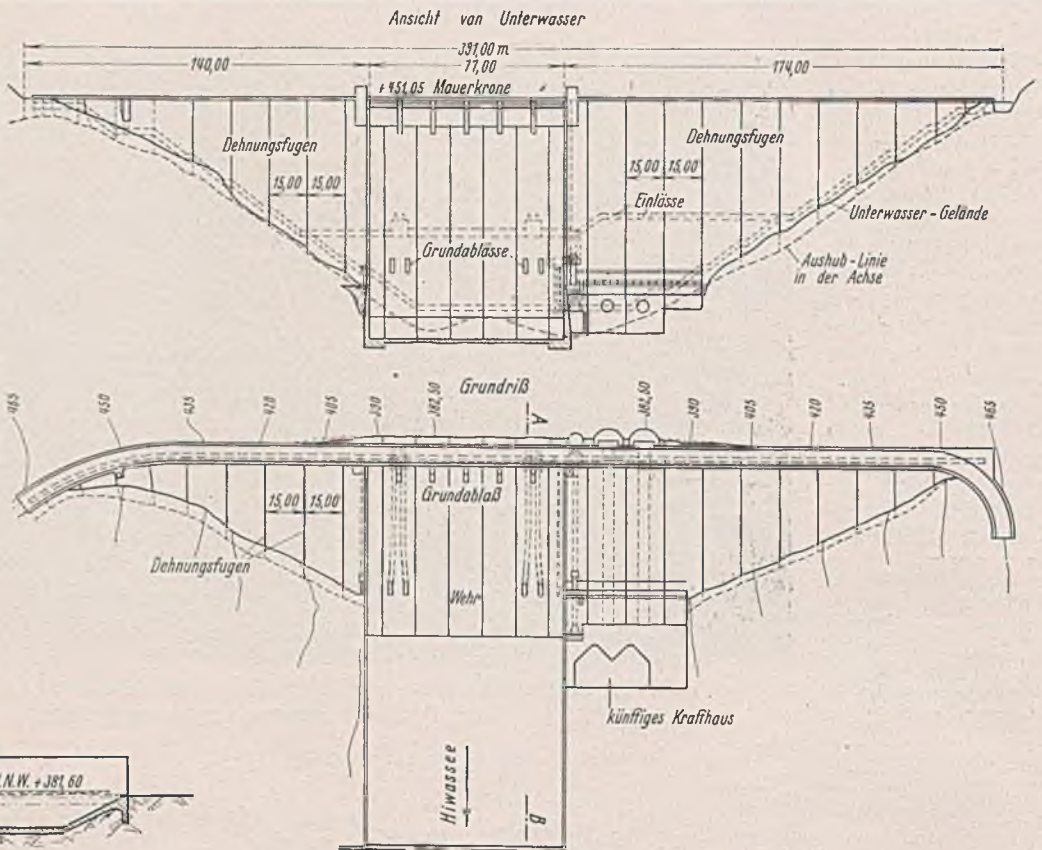


Abb. 29. Hiwassee Dam.

mittel über Eisenbahntankwagen zugeführt werden (Abb. 27 u. 28). Die Vorratsilos fassen 160 m³ 10/22 mm, je 107 m³ 48/88 mm und 22/48 mm, 160 m³ 88/163 mm und 2 × 160 m³ Sand, während die Zementbehälter 2 × 77 m³ aufnehmen. Die Leistung der Mischanlage beträgt 1530 m³ je Tag. Der Beton wird wie in Guntersville über ein 910-mm-Band von 72 m Länge einem fahrbaren Zwischensilo von 7,6 m³ Inhalt zugeführt, von wo aus er wieder über Kübel auf zwei Plattformwagen mit 9-t-Diesellokomotiven zu den zwei Vollportalkranen mit 23-m-Ausleger verfahren wird. Auch hier wird in den drei Abschnitten Schleuse, Wehr und Krafthaus gearbeitet.

Der Hiwassee Dam.

Das jüngste Kind der TVA ist der in dem gleichnamigen Nebenfluß des Tennessee am 15. Juli 1936 begonnene Hiwassee Dam (Abb. 29). 52 Monate stehen hier zur Verfügung, um 83 000 m³ Boden-, 124 000 m³ Felsaushub zu bewältigen und 640 000 m³ Beton einzubringen. Im Gegensatz zu den vorhergehenden Ausführungen handelt es sich hier um eine ausgesprochene Betonsperrmauer für Hochwasserschutz zwecke, bei der also keine Schleusen vorhanden sind. Die Verhältnisse ähneln bis auf die bescheideneren Abmessungen denen des Norris Dam. Man findet daher auch in den ersten bekanntgewordenen Plänen die gleichen Baustellen-Einrichtungsgedanken wieder. Grundlegend bestimmen zwei Dinge das Bild: die Gewinnung der Zuschlagstoffe in einem etwa 550 m entfernten Bruch und die Betoneinbringung durch Kabelkrane. Vorbrecher am Bruch, Bandförderung zum Nachbrecher und von dort zur Sortieranlage mit Vorratskäden, Mischanlage in der üblichen Ausführung als Turm in nächster Nähe der Kabelkran-Gleisstrasse mit Zufuhr des Betons in Kübeln auf Plattformwagen sind die üblichen, vornehmlich vom Norris Dam her bekannten Mittel. Auch die beide Ufer verbindende Behelfbrücke unterstromseitig ist vorhanden. Wie im übrigen die Lage der einzelnen Baueinrichtungsteile dem Gelände angepaßt ist, geht aus Abb. 30 hervor.

Neben diesen der Verwaltung der TVA unterstehenden Staustufen sind nun im Einzugsgebiete des Tennessee noch eine Reihe sehr beachtlicher privater Bauwerke vorhanden, über die anlässlich des Talsperrenkongresses von der TVA gleichfalls sehr interessante Einzelheiten bekanntgegeben wurden. Die hauptsächlichsten hiervon sind in Tafel III enthalten.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die dargestellten Bauausführungen ein Musterbeispiel von Ingenieurarbeit auf dem Gebiete der wasserwirtschaftlichen Planung und der konstruktiven Gestaltung sowohl wie der betriebstechnischen Organisation bei der Durchführung darstellen. Sie zeigen gleichzeitig, welche wirtschaftlichen Vorteile bei der Baueinrichtung infolge der Wiederverwendbarkeit der Geräte und der Beschäftigung des stets gleichen eingearbeiteten Fachpersonals eine so eigenartige Verwaltungsform wie das TVA bietet und wie sichtbar die Erfahrungen an früheren Baustellen den späteren zugute kommen.

Tafel III. Technische Hauptdaten der Calderwood-, Cheoah- und Santeetlah-Sperren.

Staustufe		Calderwood	Cheoah	Santeetlah		
Allgemeines	Lage	am Little Tennessee im Mouse Bez. 70 km oberhalb der Mündung	Am Little Tennessee - Fluß 82 km oberhalb der Mündung	Am Cheoah - Fluß im Graham Bez. 16 km oberhalb der Mündung		
	Leistung	KW	68 000	322	45 000	
Allgemeines	Fertigstellung	(install.) (max.) fertig seit 1930	fertig seit 1919	fertig seit 1928		
Wasserwirtschaftliches	Einzugsgebiet	km ²	5 012	4 383	4 70	
	Wassermenge: kleinste	m ³ /sek	1,42	regul d Calderwood-Becken	1,05	
	mittlere	"	127	110,4	15,8	
	größte	"	1 981	4 528	11,5	
	Staubecken:	km ²	2,0	2,8	(max. mögl.: 1132)	
	Fläche bei Mittelwasser	km ²	12,9 (b. Cheoah-D)	38 254 000	192 500 000	
	Rückstaulänge:	km	42 000 000	3 320 000	161 650 000	
Inhalt bei Mittelwasser	m ³	4 660 000				
Wasserwirtschaftliches	Stauraum für Niedrigwasser - Anreicherung für Hochwasser - Aufspeicherung	m	1087,6		1339,6	
	Wasserspiegelhöhe über M. (norm.)	"	66	52	203	
	Stauhöhe: maximal	"		51	179	
	minimal	"		52	186	
normal	"					
Staudamm- oder Sperrmauer	Bauart:	Beton-Bogenmauer mit 39 m Radius, 120 m hinter Hauptdamm Schwergew.-Mauer	Beton-Bogenmauer	Beton-Bogenmauer flankiert von Schwergew.-Mauer und Überfällen		
	Gesamtlänge	m	273	235	351	
	Schleuse/Hubhöhe	"		70	61	
	Höhe der Krane	"	70	52	171,55	
	Größte Fußbreite: ohne Schwelle	"				
	mit "	"	24 zu 6,1 x 7,6	19 zu 5,8 x 7,6	8 zu 3,6 x 7,6	
Staudamm- oder Sperrmauer	Verschlässe	m ² /sek	5 660	4 528	1 132	
	Überfall-Wassermenge	"				
	Einläufe:	m	3			
Abmessungen	"	7,3 x 4,6				
Krafthaus	Bauart:	Fundament Eisenbeton	Stahl-skelett	Fundam. Eisenbeton u. Stahl	Fundament Beton	Stahl-skelett
	Haupt-Abmessungen: Länge	m	64	64	21	
	Breite	"	15	16	10,4	
	Höhe	"	30	33,5	32,3	
	Krananlagen im Maschinenhaus außen		2 zu 100t	1 zu 100t		
	Turbinen					
	Zahl und Art	PS/m ²	2 Vertikal-Francis 56 000/67 (max)	4 Vertikal-Francis 24 000/58	2 Vertikal-Francis 35 000/201	
Leistung	min ⁻¹	150 U/min	171,5 U/min	450 U/min		
Drehzahl	m ³ /sek	bei Vollast: 73	bei Vollast: 36	bei Vollast: 3,5		
Krafthaus	Generatoren					
	Zahl und Art	KW	2 40 500	4 17 000	2 22 500	
	Leistung	min ⁻¹	Drehstr. 13 200/60	Drehstr. 13 200/60	Drehstr. 13 200/60	
	Stromart, Spannung, Frequenz		150 U/min	171,5 U/min	450 U/min	
Drehzahl						

Forschung überlassen bleibt³⁾. Das sehr problematische Kriechen wurde deshalb in unseren Bestimmungen (DIN 1045) noch nicht erwähnt, weil bisher feste Begriffe und Regeln fehlten, wohl aber wurde das der Baupraxis seit Anbeginn des Betonbaues wohlbekannteste Schwinden behandelt.

Da die in der Luft erhärtenden Betonkörper durch Schwinden ihre Abmessungen verkürzen, lag der Gedanke nahe, diese Wirkung rein geometrisch durch den Einfluß eines Temperaturabfalls, wenn auch sehr primitiv, zu veranschaulichen (s. DIN 1045, § 16, Ziff. 3, und DIN 1075, § 1b). Man unterschied⁴⁾ zwischen Verbundschwindspannungen, die in allen Eisenbetonteilen durch den Widerstand der Bewehrungseisen gegen das Schwinden des Betons auftreten und die bei auf Biegung beanspruchten Balken infolge der üblichen Annahme der gerissenen Zugzone rechnerisch unberücksichtigt bleiben können, und zwischen den statischen Schwindspannungen, die bei statisch unbestimmter Lagerung von Tragwerken (wie Rahmen und Bogen) Zusatzkräfte hervorrufen. Der gedachte Temperaturabfall war nach diesen Bestimmungen je nach der Grundform und Bewehrung zu 15 bis 25° C anzunehmen.

Mit dieser wenn auch nur geometrischen Vorstellung wurden in der Baupraxis wenigstens grobe Fehler bei statisch unbestimmten Grundformen vermieden. Außerdem konnten für die Bestimmungen nützliche Vergleiche zwischen Messungen an statisch bestimmten Bauwerken⁵⁾ und Laboratoriumswerken gezogen werden. In der Zeitschwindlinie der Abb. 3a sind z. B. die Messungsergebnisse an den Bogen der Moselbrücke Koblenz und von Laboratoriumsversuchen zusammengestellt. Je rascher die Würfelhaftigkeit (Abb. 3b) mit der Zeit anstieg und je stärker die Eisenbewehrung war, um so kleiner war das Schwindmaß. Vor allem ergaben sich dabei auch praktische Regeln für die Einhaltung einer bestimmten kleinsten Schwindzeit bei Lamellenbetonierung von Bogenbrücken.

Die noch offenen Lücken unserer Erkenntnis wurden uns aber immer mehr bewußt, und zwar:

1. die Herabsetzung der Rissesicherheit bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen infolge des Schwindens,
2. die Frage, ob infolge des Kriechens des Betons unter der ständigen Last die Knicksicherheit unserer weitgespannten Bogenbrücken nicht etwa erschöpft wird. Hierzu hat Prof. Dr. Dischinger⁶⁾ in seiner wertvollen Arbeit „Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken“ einen grundlegenden Beitrag geliefert.

Bei dieser offensichtlichen Lücke der versuchstechnischen Grundlagen begrüßen wir daher jede neue exakte Versuchsarbeit im Klimaraum, vor allem aber auch jede neue physikalisch begründete Hypothese über das Schwinden und Kriechen, wie z. B. die des bekannten französischen Brückenbauers E. Freyssinet.

B. Die Hypothese von E. Freyssinet.

Im ersten Teil seiner Einzelschrift⁷⁾ gibt der bekannte französische Brückenbauer Freyssinet eine neue „thermodynamische Theorie über die Formänderung des Zementes“. Es gelingt ihm durch eine Hypothese meines Wissens erstmalig in voll befriedigender Weise, das Schwinden und das Kriechen des Betons und einige andere, bisher noch wenig geklärte Eigenschaften der Zemente beim Abbinden und Erhärten zu ver-

³⁾ s. z. B. W. Gehler, Bericht über den Internationalen Kongreß für Materialprüfung in Zürich 1931, S. 1075 bis 1120, und in London 1936, S. 325, desgl. für Brückenbau und Hochbau in Paris 1932, S. 187 bis 248.

⁴⁾ s. W. Gehler, Fußnote 1, a. a. O. S. 144 ff., und Morsch, Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., I. Bd., 2. Hälfte, S. 387 bis 396. Konrad Wittwer, Stuttgart.

⁵⁾ z. B. an den Dreigelenkbogen der Moselbrücke Koblenz, s. W. Gehler, Die technischen Lehren beim Bau der Moselbrücke in Koblenz. B. u. E. 1934, Heft 14 bis 17, Abb. 50 u. 54.

⁶⁾ Bauing. 1937, Heft 33 bis 40.

⁷⁾ E. Freyssinet, Une révolution dans les techniques du béton. Paris 1926, Léon Eyrolles.

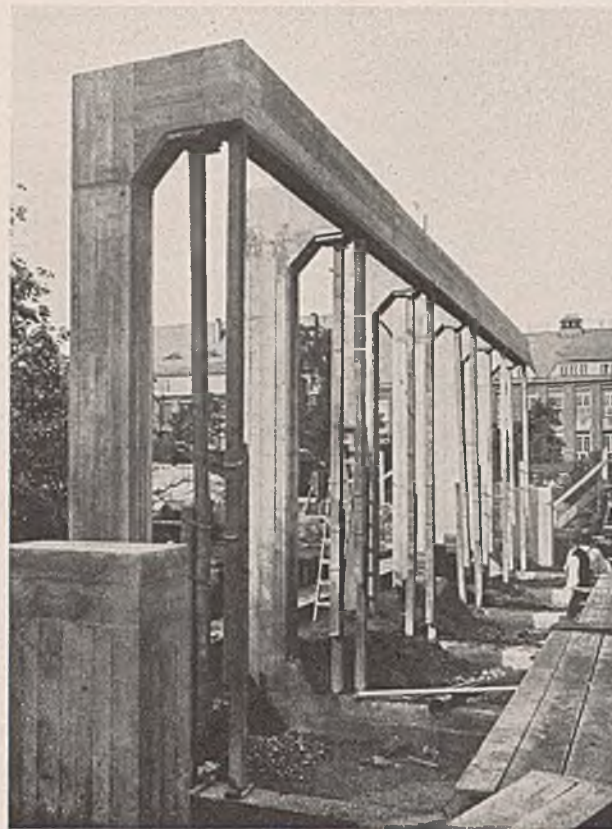


Abb. 2. Eisenbeton-Halbrahmen für die ständige Belastungs-Vorrichtung von 100 t Tragkraft vor der Umschließung durch das Gebäude.

anschaulichen. Hieraus können zahlreiche Schlußfolgerungen zur Veredelung des Eisenbetons, z. B. unter Anwendung von Dampf, von Vorspannung der Eiseneinlagen und Verdichtungsdruck auf den Beton, gezogen werden.

Schon auf dem Brückenkongreß in Wien wies Freyssinet auf Grund seiner Erfahrungen beim Bau der Brücke von Plougastel 1928 darauf hin, daß sich das Gesetz für die elastischen Formänderungen und das für die nicht umkehrbaren plastischen Formänderungen dann ändert, wenn belastete Eisenbetonkörper im Freien lagern und damit der Einwirkung von Wärme und Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Das Schwindmaß unterteilt er in einen wärmeelastischen Anteil und in einen wasserelastischen Anteil. Es handelt sich also um Baustoffeigenschaften, die sich mit der Zeit t , mit der Temperatur ϑ , mit der relativen Luftfeuchtigkeit φ , insbesondere unter dem Einfluß einer etwaigen dauernden Druckvorspannung, ändern. Unter Anwendung der bekannten physikalischen Grundlagen lassen sich dann gewisse Grundgleichungen aufstellen.

Als pseudofest wird ein Körper, wie Zement und Beton, bezeichnet, der zwar das äußere Aussehen eines festen Körpers hat, der aber ein Netz von sehr feinen, Wasser und Luft enthaltenden Poren aufweist. Diese verleihen dem Körper besondere mechanische Eigenschaften, die von denen der wahren Festkörper oder dichten Körper verschieden sind. Es soll nun ein mathematischer Ausdruck für den Zustand gefunden werden, bei dem das Wasser in diesen kapillaren Poren verdunstet, bei dem also das sogenannte Verdunstungsgleichgewicht gestört oder die Stabilität des Meniskus überwunden wird. Da die hierfür maßgebenden Erkenntnisse einiger Teilgebiete der Physik, nämlich der Oberflächen-

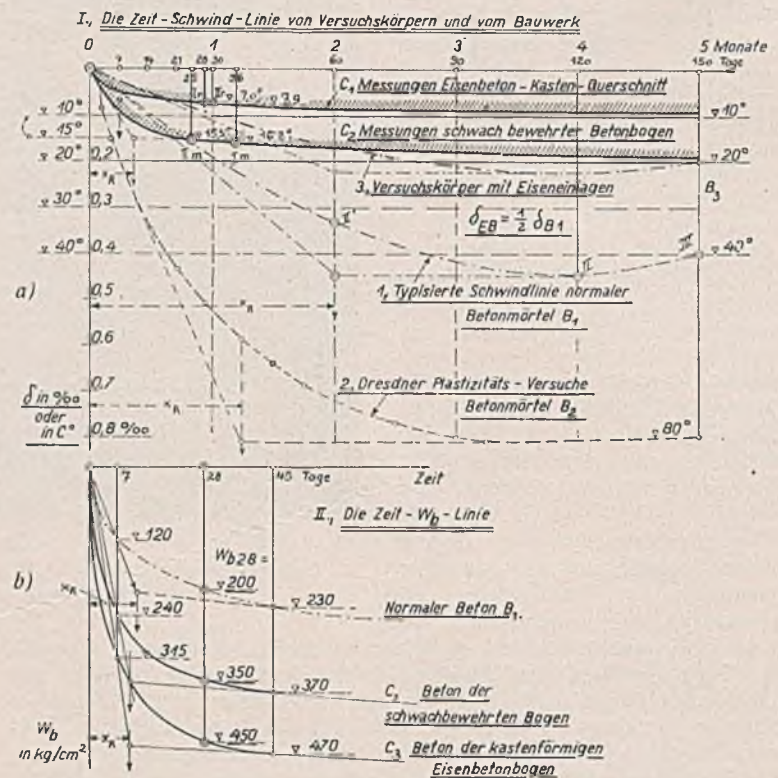


Abb. 3a u. b.

Die Zeit-Schwind- oder Kriech-Linien und die Zeit-W_b-Linien.

spannungen und der Kapillarität, sowie der Thermodynamik der Atmosphäre dem Bauingenieur ferner liegen, mögen diese hier unabhängig von der Abhandlung Freyssinets erörtert und hergeleitet werden. Hieraus ergeben sich dann die von Freyssinet aufgestellten beiden Grundgleichungen seiner Hypothese.

I. Oberflächenspannung von Flüssigkeiten.

1. Physikalische Feststellungen.

An den Ufern ruhiger Gewässer kann man beobachten, wie gewisse Insekten, sogenannte Wasserläufer, auf der Wasseroberfläche, ohne einzusinken, dahingleiten. Eine dünne Stecknadel schwimmt auf dem Wasser, ohne unterzusinken. Erst dann, wenn man sie mit einem Ende tiefer eintaucht, schießt sie durch das in die Oberflächenhaut gerissene Loch schräg hindurch und sinkt unter. Ein engmaschiges Drahtnetz von 1 dm² Oberfläche, das mit Paraffin etwas eingefettet ist, schwimmt ebenfalls auf dem Wasser und kann dabei mit etwa 300 g belastet werden. Hieraus folgt, daß sich die Oberfläche einer Flüssigkeit wie ein sehr dünnes, gespanntes Gummihäutchen verhält. Dieser Vergleich stimmt auch insoweit, als sowohl die Flüssigkeitsoberfläche als auch die Gummihaut bestrebt ist, ihre Oberfläche zu verkleinern. (Der stabile Gleichgewichtszustand wird bekanntlich stets dann erreicht, wenn die potentielle Energie am kleinsten ist. Eine Flüssigkeitsoberfläche ist also dann im stabilen Gleichgewicht, wenn ihre Oberflächenenergie den kleinstmöglichen Wert hat.) Dagegen besteht der Unterschied bei diesem Vergleich darin, daß, je weiter eine gespannte Membrane ausgezogen wird, auch ihre Spannungen um so größer werden, während die Größe der Spannung an der Flüssigkeitsoberfläche unabhängig von deren Vergrößerung ist, wie aus Versuchen mit Seifenlamellen klar hervorgeht.

2. Die Theorie der Oberflächenspannungen bei Flüssigkeiten von P. S. Laplace (1806) und C. F. Gauß (1830).

Der sogenannte erste Satz von Laplace, aus dem sich durch einen Grenzübergang die erste Grundgleichung von Freysinet ergibt, läßt sich elementar für den Fall einer Zylinderfläche mit dem Krümmungshalbmesser r folgendermaßen herleiten. Auf der Zylinderoberfläche (Abb. 4) von der Breite db und der Länge ds , also der Größe $dF = db ds$, wirke tangential die Oberflächenspannung γ (mit der Dimension kg/cm, also bezogen auf die Längeneinheit). Die beiden Zugkräfte γdb (s. Kräfteplan der Abb. 4b) erzeugen bei einer hohlen (konkaven) Flüssigkeitsoberfläche der Abb. 5a als Mittelkraft eine nach oben gerichtete Zugkraft P , deren Größe aus dem Kräfteplan der Abb. 4b zu

$$P = 2 \gamma db \cdot \sin \alpha$$

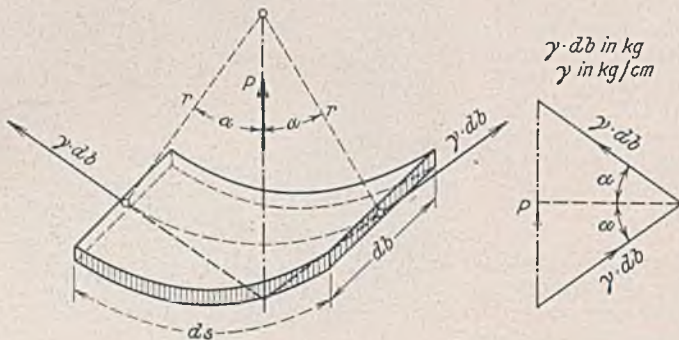


Abb. 4a u. b. Herleitung des ersten Satzes von Laplace für die Oberflächenspannungen bei Flüssigkeiten.

abzulesen ist. Setzt man bei der Kleinheit des Winkels $\sin \alpha = \text{arc } \alpha = \frac{1}{2} \frac{ds}{r}$, so erhält man als die rechtwinklig zur Fläche gerichtete Normalkraft

$$P = \gamma \cdot \frac{db ds}{r} = \gamma \cdot \frac{dF}{r}$$

und als sogenannte Normalspannung oder Normaldruck infolge der Oberflächenspannung (in kg/cm²)

$$(1) \quad \pi_n = \frac{P}{dF} = \frac{\gamma}{r}$$

Ist im allgemeinen Falle die Flüssigkeitsoberfläche nicht zylindrisch, sondern doppelt gekrümmt, so tritt zur Wirkung von $P = P_1 = \frac{\gamma}{r_1}$ in der einen Richtung der Krümmung noch der entsprechende Wert $P_2 = \frac{\gamma}{r_2}$ in der anderen Richtung hinzu, so daß dann

$$(2) \quad \pi_n = \gamma \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

wird. (Für einen beliebigen Punkt einer doppelt gekrümmten Fläche ist bekanntlich die Summe der reziproken Werte der Krümmungshalbmesser in irgend zwei zueinander rechtwinkligen Normalschnitten konstant und heißt das Krümmungsmaß.) Der erste Laplacesche Satz lautet somit: Der Normaldruck π_n der Oberflächenspannung γ einer Fläche ergibt sich als Produkt von γ und dem Krümmungsmaß.

Im Falle einer ebenen Oberfläche ist $\pi_n = 0$, und im Falle einer erhabenen (konvexen) Oberfläche wirkt π_n als Druckspannung auf die Flüssigkeit (Abb. 5b).

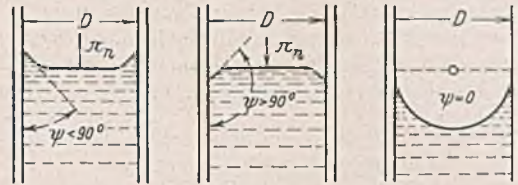


Abb. 5a. Abb. 5b. Abb. 5c.

Abb. 5a bis c. Verschiedene Formen des Oberflächen-Meniskus bei hohler und erhabener Oberfläche und bei ganz reinem Glas.

II. Die Kapillarität entsteht infolge der Anziehung der Flüssigkeitsteilchen durch eine Gefäßwand, insbesondere in engen Röhren, sogenannten Kapillarrohren.

1. Der zweite Laplacesche Satz, der erst von Gauß

mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen umfassend begründet und vervollständigt wurde, lautet:

„Der Winkel ψ , unter dem die Tangentialebene der Flüssigkeitsoberfläche die Wand schneidet, ist stets gleich groß (also nur von den Materialien der Flüssigkeit und der Wand, nicht aber von der Gestalt der Oberfläche abhängig).“

Bei Quecksilber und Glas ist $\psi > 90^\circ$ (Abb. 5b), bei Wasser und etwas fettigem Glas ist $\psi < 90^\circ$ (Abb. 5a) und bei Wasser und ganz reinem Glas $\psi = 0$ (Abb. 5c), wobei die Wand des Kapillarrohres vollständig benetzt wird.

2. Die Steighöhe in der Kapillare.

1. Fall: In einem Kapillarrohr (Abb. 6) vom Durchmesser D wird der Flüssigkeitssäule von der Höhe h_1 durch die Komponente ($\gamma \cdot \cos \psi$) der Oberflächenspannung, die am Rohrumfang πD angreift, das Gleichgewicht gehalten. Das Gewicht der gehobenen Flüssigkeit ist angenähert $G = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h_1 s$, wenn s das spezifische Gewicht bedeutet, und die gesamte Umfangskraft $\Sigma P = \pi D \gamma \cdot \cos \psi$. Aus der Projektionsgleichung auf die Lotrechte folgt:

$$\Sigma P = G \quad \text{oder} \quad \pi D \gamma \cdot \cos \psi = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h_1 s$$

und
(3)

$$\gamma = \frac{1}{4} \cdot \frac{D h_1 s}{\cos \psi}$$

Somit kann für gegebene Werte D , s und γ sowie mit Hilfe der gemessenen Steighöhe h_1 , die sogenannte Kapillaritätskonstante γ versuchsmäßig gefunden werden. Sie ergibt sich aus mannigfaltigen Versuchen für Wasser zu

$$(4) \quad \gamma = 8 \text{ mg/mm.}$$

(Diese Dimension erhält man aus Gl. (3), weil die Längen D und h_1 in cm und das spezifische Gewicht s in kg/cm³ einzusetzen sind.)

Ist dagegen die Kapillaritätskonstante γ bekannt, z. B. nach Gl. (4), so kann der jeweils vorliegende Randwinkel ψ nach Gl. (3) aus γ , D , s und h_1 gefunden werden.

Die Steighöhe im Kapillarrohr ergibt sich somit nach Gl. (3) zu:

$$(5) \quad h_1 = \frac{4 \gamma}{D s} \cdot \cos \psi$$

Abb. 6a.

Abb. 6b.

Abb. 6c.

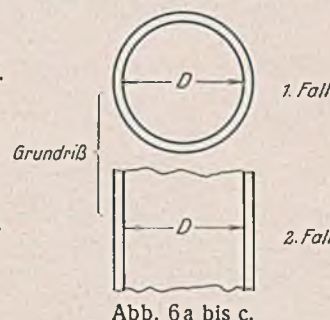
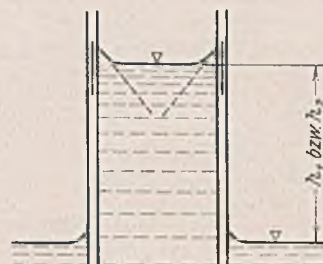


Abb. 6a bis c. Die Steighöhe in der Kapillare.

2. Fall: Bei der Hebung von Flüssigkeit zwischen zwei ebenen, senkrechten, parallelen Platten von der Länge l , dem Abstände D bei einer Steighöhe h_2 ist die gesamte Randlänge des Meniskus $2l$, ferner die hebende Kraft $\Sigma P = 2l \gamma \cdot \cos \psi$ und das gehobene Gewicht der Flüssigkeit angenähert $G = l D h_2 s$ (entsprechend der Abb. 6c). Aus $\Sigma P = G$ folgt dann:

$$2 l \gamma \cdot \cos \psi = l D h_2 s$$

und die Steighöhe:

$$(6) \quad h_2 = \frac{2 \gamma}{D s} \cdot \cos \psi$$

Sie ist also nur halb so groß wie bei einer Röhre vom Durchmesser D [vgl. Gl. (5)], der ebenso groß ist wie hier der Plattenabstand.

3. Grenzübergang zu sehr engen Röhren.

Die sogenannte Profillinie kann sowohl für die Rotationsoberfläche einer Flüssigkeit im kreisrunden Kapillarrohr (s. unter 2., 1. Fall) als auch für die Zylinderfläche zwischen zwei parallelen, ebenen Platten (s. unter 2., 2. Fall) genau berechnet werden⁸⁾. In diesem 2. Falle geht dann, wenn der Rohrdurchmesser D sehr klein und dadurch die Steighöhe h sehr groß wird, die nach einer Zyklode geformte Zylinderfläche in einen Kreis-zylinder mit dem Halbmesser

$$r_k = \frac{\gamma}{s h_2}$$

oder nach Gl. (6):

$$r_k = \frac{\gamma D s}{s \cdot 2 \gamma \cdot \cos \psi} = \frac{D}{2 \cdot \cos \psi}$$

über, also für kleine Winkel ψ und $\cos \psi \approx 1$ (Fall vollkommener Benetzung der Rohrwand)

$$(7) \quad r_k = \frac{D}{2}$$

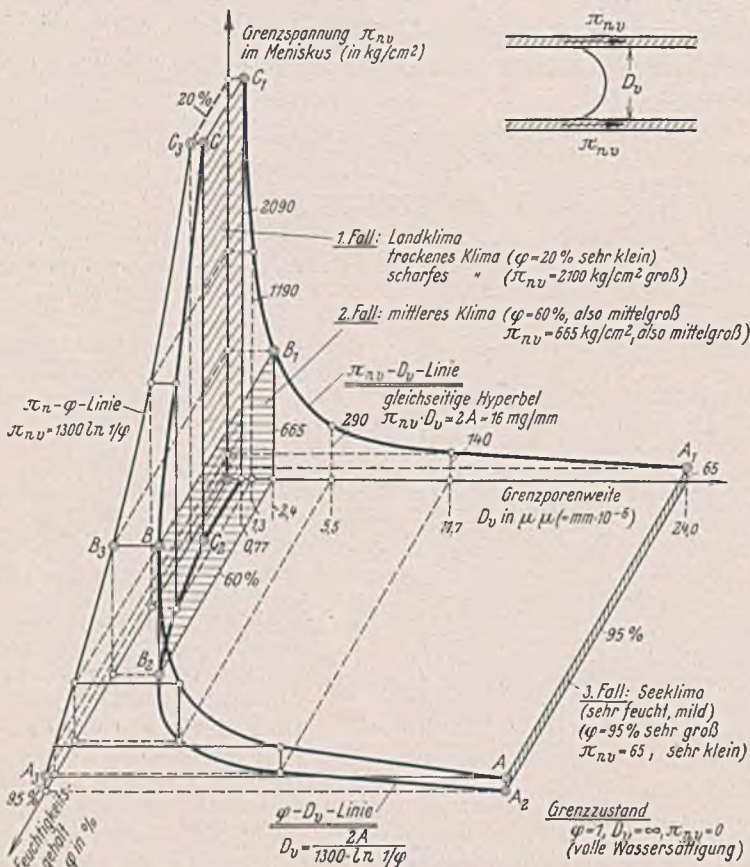
Der Halbkreis berührt somit in diesem Grenzfall der sehr engen Röhre die parallelen Plattenwände (s. Abb. 5c). Mit diesem Grenzübergang ist für sehr enge Kapillare die Beziehung zwischen dem Rohrdurchmesser D oder dem Plattenabstand D [Gl. (5) u. (6)] und dem ersten Laplaceschen Satz [Gl. (1)] einwandfrei gefunden. Nach Gl. (7) geht Gl. (1) in die erste Grundgleichung von Freyssinet über:

$$(8) \quad \pi_n = \frac{\gamma}{r} = \frac{2 \gamma}{D}$$

Die Steighöhe in der engen Kapillare erhält man dann nach Gl. (6) bei parallelen Wänden zu:

$$(9) \quad h_2 = \frac{2 \gamma}{D} \cdot \frac{1}{s} = \frac{\pi_n}{s}$$

wobei s das spezifische Gewicht des Wassers bedeutet.



4. Das Hyperbelgesetz bei sehr engen Röhren.

Trägt man in der Aufrißebene des dreiaxigen Koordinatensystems der Abb. 7 als Ordinaten die Normaldrücke π_n (in kg/cm^2) und als Abszissen die zugehörigen Werte D der Abstände der parallelen Platten auf, so erhält man als zeichnerische Darstellung der ersten Grundgleichung von Freyssinet jeweils eine gleichseitige Hyperbel

$$(10) \quad x y = \pi_n D = 2 \gamma = 2 A$$

⁸⁾ Vgl. G. Bakker, Handbuch der Experimentalphysik, 6. Bd., Kapillarität und Oberflächenspannung, S. 79 u. 90. Leipzig 1928, Akad. Verlagsgesellschaft.

Von dieser Schar von gleichseitigen Hyperbeln soll nun die herausgesucht und in Abb. 7 dargestellt werden, die dem Grenzfall des sogenannten Verdampfungsgleichgewichts entspricht, mit der Gleichung:

$$(11) \quad \pi_{n,v} D_v = 2 \gamma$$

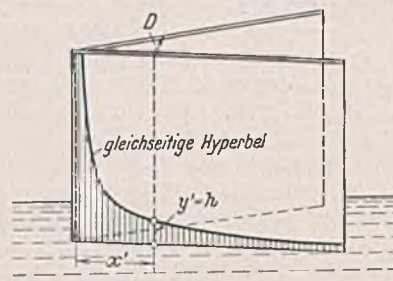


Abb. 8. Steighöhe des Wassers zwischen zwei unter einem kleinen Winkel geneigten Platten.

5. Versuchsmäßige Darstellung des Gesetzes der gleichseitigen Hyperbel (Abb. 8).

Taucht man zwei unter einem sehr kleinen Winkel gegeneinander geneigte, lotrecht stehende Platten, die sich an einer lotrechten Kante berühren, in eine Flüssigkeit, so ist der Abstand D beider Platten proportional x , also

$$(12) \quad D = C_1 x'$$

$$\text{und die Steighöhe nach Gl. (6)} \quad h_2 = y' = \frac{2 \gamma}{D s} \cdot \cos \psi$$

oder nach Gl. (8) mit $\gamma = \frac{1}{2} \pi_n D$

$$h_2 = y' = \frac{2 \cdot \cos \psi}{D s} \cdot \frac{1}{2} \pi_n D = \frac{\cos \psi}{s} \cdot \pi_n$$

oder

$$(13) \quad \pi_n = C_2 h_2 = C_2 y'$$

Setzt man D nach Gl. (12) und π_n nach Gl. (13) in die abgeleitete erste Grundgleichung (10) ein, so erhält man

$$\pi_n D = (C_2 y') (C_1 x') = 2 \gamma = \text{konst.}$$

also

$$(14) \quad x' y' = \text{konst.}$$

Hieraus folgt, daß die Wasseroberfläche bei dem Versuch der Abb. 8 nach einer gleichseitigen Hyperbel ansteigen muß. Wie Abb. 9 zeigt, ist dies auch tatsächlich der Fall. Damit ist die Richtigkeit unserer ersten Grundgleichung (8) auch versuchsmäßig erwiesen.

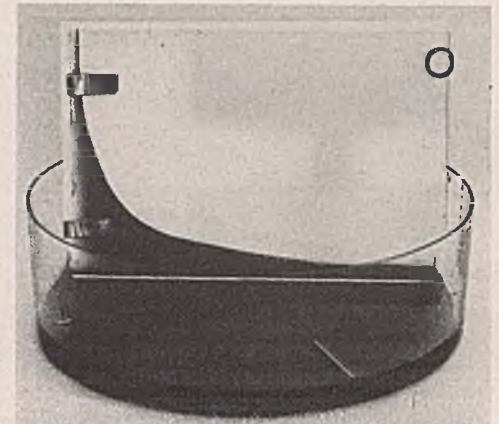


Abb. 9. Lichtbild des Versuches nach Abb. 8.

III. Das Gleichgewicht zwischen Flüssigkeit und Dampf (sogenanntes Verdampfungsgleichgewicht).

1. Grundgedanke.

Die Veranschaulichung auf diesem, dem Bauingenieur etwas ferner liegenden Gebiete wird durch folgendes, von Freyssinet in einer früheren Veröffentlichung einmal vorgeschlagene physikalische Modell⁹⁾ und unsere folgenden ausführlichen Erläuterungen erleichtert. Ein U-förmiges Gefäß $ABCE$ (Abb. 10) bestehe aus zwei lotrechten Armen AB und CE mit einander parallelen Seitenwänden, deren Abstände D_1 und D_2 wesentlich verschieden groß sind, und einem waagerechten Arm BC mit zueinander geneigten Wänden, so daß ihr Abstand D von links nach rechts zunimmt. Werden die zunächst trockenen Arme AB und CE in ein mit Wasser gefülltes Gefäß mit dem Wasserspiegel AE eingetaucht, so wird in der dünnen Kapillarröhre AB von der Höhe h_1 das Wasser emporgezogen und füllt auch einen Teil des waagerechten Rohrstückes BC bis zu einem bestimmten Schnitt $X-X$

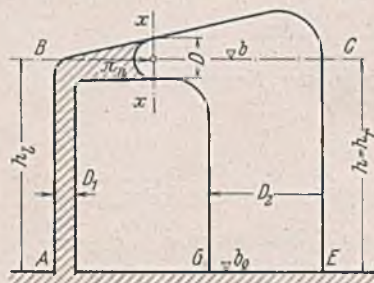


Abb. 10. Physikalisches Modell nach Freyssinet für das Gleichgewicht zwischen Flüssigkeit und Dampf.

mit dem Durchmesser D . Der Wasserspiegel AE sei in Berührung mit der Atmosphäre, die auf ihm lastet. Da die Gefäßweite D_2 verhältnismäßig groß ist, bildet sich an der Fläche GE kein Meniskus, so daß sie eben

⁹⁾ M. Freyssinet, Une théorie générale de la prise des liants hydrauliques etc., Comptes rendus de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Paris 1934, Nr. 7.

bleibt. Die linke Seite des Modells über AG veranschaulicht somit das Problem der Kapillarität und die rechte Seite über GE das der Verdampfung, also das der Thermodynamik. Beide Seiten werden dadurch miteinander in Beziehung gebracht, daß im Schnitt $X-X$ die Kapillardruck π_n auf der linken Seite gleich dem Dampfdruck p auf der rechten Seite sein muß. Die Steighöhe in der engen Kapillare mit parallelen Wänden ist bereits nach Gl. (9) bekannt, und zwar:

$$(15) \quad h_2 = h_1 = \frac{\pi_n}{s_w}$$

(s. linke Seite der Abb. 10), wobei mit s_w das spezifische Gewicht des Wassers bezeichnet ist. Die Aufgabe besteht somit darin, zunächst für $h = h_r$ (s. rechte Seite der Abb. 10) im Falle der trockenen Luft einen Ausdruck zu finden, ferner den Übergang für den Grenzfall des mit Wasserdampf gesättigten Luftraumes zu vollziehen und endlich (nach Abb. 10) $h_1 = h_r$ zu setzen.

2. Das spezifische Gewicht der trockenen Luft in Abhängigkeit von Druck und Temperatur.

1 m³ trockene Luft wiegt $1,293 \cdot 10^{-3}$ (in g) bei einem Druck von 1 at oder 760 mm Höhe der Quecksilbersäule bei 0° C in 45° Breite und 6/10 000 Kohlensäuregehalt. Sie hat somit das spezifische Gewicht

$$(16a) \quad s_0 = 1,293 \cdot 10^{-3} \text{ (g/cm}^3\text{)} \approx 1,293 \cdot 10^{-6} \text{ (kg/cm}^3\text{)}.$$

Der Druck bei 1 at ist für das spezifische Gewicht des Quecksilbers von 13,6 g/cm³:

$$(16b) \quad p_0 = 13,6 \text{ (g/cm}^3\text{)} \cdot 76 \text{ cm} = 1032 \text{ g/cm}^2 \approx 1,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Das bekannte Boyle-Gay-Lussacsche Gesetz lautet:

$$(17) \quad Vp = V_0 p_0 (1 + \alpha \vartheta) = V_0 p_0 \left(\frac{\vartheta}{273,2} \right).$$

Hierin bedeuten V_0 und p_0 das Volumen und den Druck eines Gases im Anfangszustand bei der Temperatur $\vartheta = 0^\circ \text{C}$ und V und p die entsprechenden Werte im Endzustand bei der Temperatur ϑ . Für alle Gase (auch für Wasserdampf) darf der Dehnungskoeffizient durch Wärme gleich groß angenommen werden, nämlich zu:

$$(18) \quad \alpha = \frac{1}{273} = 0,00366.$$

Wird das spezifische Gewicht für den Anfangszustand mit s_0 und für den Endzustand mit s bezeichnet, so ist das Gewicht

$$V_0 s_0 = Vs = \text{konst}$$

oder nach Gl. (17)

$$\frac{V_0}{V} = \frac{s}{s_0} = \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{(1 + \alpha \vartheta)}$$

und

$$(19) \quad s = s_0 \cdot \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{(1 + \alpha \vartheta)}.$$

Nach Gl. (16a) u. (17) erhält man somit das spezifische Gewicht der trockenen Luft für den durch p und ϑ gekennzeichneten Zustand zu:

$$(20) \quad s = 1,293 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{(1 + \alpha \vartheta)} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

oder

$$(20a) \quad s = Cp \text{ (kg/cm}^3\text{)},$$

wenn als Gewichtsbeiwert eingeführt wird:

$$(20b) \quad C = \frac{1,293 \cdot 10^{-6}}{(1 + \alpha \vartheta)}.$$

3. Der Luftdruck als Funktion der Höhe h .

In ähnlicher Weise wie bei der Herleitung der bekannten barometrischen Höhenformel betrachten wir eine prismatische Luftsäule mit dem Querschnitt F (Abb. 11). Durch zwei waagerechte Nachbarschnitte in der Höhe h und $(h + dh)$ wird ein kleines Prisma mit dem Gewicht dG begrenzt, an dessen Unterfläche durch den Barometerstand der Druck b gemessen werde, während an der Oberfläche der kleinere Druck $(b - db)$ herrscht. Der Zusammenhang zwischen der Druckveränderung ($-db$) mit der um $(+dh)$ größer werdenden Höhe ergibt sich aus:

$$dG = (b - db)F - bF$$

oder mit $dG = dhFs$ zu:

$$-db = s dh$$

und nach Gl. (20a) u. (20b) (für $p = b$)

$$-\frac{db}{b} = C dh.$$

Als Lösung dieser bekannten Differentialgleichung erhält man:

$$-\ln b = Ch + C_1.$$

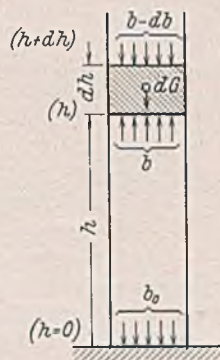


Abb. 11.
Zur Herleitung einer barometrischen Höhenformel.

Da für $h = 0$ und $b = b_0$

$$-\ln b_0 = C_1$$

wird, folgt

$$\ln b_0 - \ln b = Ch$$

oder

$$(21) \quad \ln \frac{b_0}{b} = Ch.$$

4. Der Feuchtigkeitsgehalt φ der Luft.

Die absolute Feuchtigkeit f gibt an, wieviel g Wasserdampf in 1 m³ enthalten sind. Dagegen ist die relative Feuchtigkeit¹⁰⁾ φ das Verhältnis der bei einer Temperatur ϑ wirklich vorhandenen Masse des Wasserdampfes f zu der f_{max} , die bei derselben Temperatur die Luft sättigen würde, also

$\varphi = \frac{f}{f_{\text{max}}}$. Bezeichnet p_d den Partialdruck des Wasserdampfes, meistens

in mm Quecksilbersäule gemessen, der zuweilen auch „Dunstdruck“ genannt wird, und p_{max} den Dampfdruck bei Sättigung, so kann die relative Feuchtigkeit unter Voraussetzung des Mariotte-Gay-Lussacschen Gesetzes

definiert werden als $\varphi = \frac{p_d}{p_{\text{max}}}$. Da sowohl in der freien Atmosphäre

wie in dem Gefäß der Abb. 11 der Partialdruck des Wasserdampfes durch den Barometerstand b und b_0 gemessen wird, kann in Gl. (21)

$$(22) \quad \frac{b_0}{b} = \frac{p_{\text{max}}}{p_d} = \frac{1}{\varphi}$$

gesetzt und die relative Feuchtigkeit oder der Feuchtigkeitsgrad φ in % ausgedrückt werden.

Somit geht, unter Berücksichtigung von Gl. (20b), Gl. (21) über in:

$$(23) \quad h = \frac{1}{C} \cdot \ln \frac{1}{\varphi} = \frac{(1 + \alpha \vartheta)}{1,293 \cdot 10^{-6}} \cdot \ln \frac{1}{\varphi}.$$

Damit ist der Zusammenhang zwischen der Höhe h (Abb. 6) und der Temperatur ϑ sowie dem Feuchtigkeitsgehalt $\varphi = \frac{b}{b_0}$ Gl. (22) oder dem Luftdruckverhältnis in allgemeiner Form gefunden.

5. Grenzübergang für den Zustand des Verdampfungs-gleichgewichts.

Handelt es sich um Luft, die mit Wasserdampf gesättigt ist, so darf wohl angenommen werden, daß die Funktion Gl. (23) grundsätzlich bestehen bleibt. Nur ändert sich dann erheblich das spezifische Gewicht s' der Luft gegenüber dem Werte s in trockenem Zustande. Nach Hütte I, 1899, S. 270, ist:

$$(24) \quad s' : s = 0,623.$$

Der Gewichtsbeiwert C der Gl. (20b) geht in:

$$C' = 0,623 C = \frac{0,623 \cdot 1,293 \cdot 10^{-6}}{(1 + \alpha \vartheta)}$$

über und Gl. (23) in:

$$(25) \quad h = \frac{1}{C'} \cdot \ln \frac{1}{\varphi} = \frac{(1 + \alpha \vartheta)}{0,623 \cdot 1,293 \cdot 10^{-6}} \cdot \ln \frac{1}{\varphi}.$$

6. Die Gleichsetzung der kapillaren Steighöhe h_1 mit dieser Höhe $h = h_r$ (s. Abb. 10) ergibt gemäß Gl. (15):

$$h_1 = \frac{\pi_n}{s_w} = \frac{(1 + \alpha \vartheta)}{0,623 \cdot 1,293 \cdot 10^{-6}} \cdot \ln \frac{1}{\varphi} = h_r \text{ (in kg und cm)},$$

also eine Beziehung zwischen dem Kapillardruck π_n und dem Feuchtigkeitsgehalt φ bei bestimmter Temperatur ϑ oder, da das spezifische Gewicht des Wassers

$$s_w = \frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ cm}^3} = 1 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$$

ist, bei einer Temperatur von $\vartheta = 15^\circ$, also [nach Gl. (18)]

$$1 + \alpha \vartheta = 1,055$$

$$\pi_n = \pi_{nv} = \frac{1,055 \cdot 1000}{0,808} \cdot \ln \frac{1}{\varphi}$$

oder

$$(26) \quad \pi_{nv} = 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi}.$$

Dies ist die zweite Grundgleichung von Freyssinet für die Normalpression in der Kapillare im Augenblick des Verdampfungs-gleichgewichts.

¹⁰⁾ s. F. Kohlrausch, Praktische Physik, 17. Aufl., S. 229. Leipzig 1935, B. G. Teubner.

7. Vereinigung beider Grundgleichungen.

Nach Gl. (11) u. (26) läßt sich das gesamte Ergebnis für den Grenzfall des Verdampfungsgleichgewichts in der Doppelgleichung zusammenfassen (mit $D = D_v$)

$$(27) \quad \pi_{nv} = \frac{2\gamma}{D_v} = 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi}$$

In Abb. 7, die noch später erläutert wird, sind diese Zusammenhänge räumlich dargestellt.

IV. Die Kelvinsche Relation hinsichtlich des Gleichgewichts von Flüssigkeit und Dampf zur Veranschaulichung der Kraftwirkung.

1. Herleitung.

In Abb. 12 ist ein kleines Stück unserer Membranschicht, die die Flüssigkeit vom Dampf trennt, dargestellt, und zwar ein beliebig gekrümmtes Volumenelement zwischen zwei Flächen konstanter Dichte $ABCD$ und $A'B'C'D'$ in einem Kapillargefäß unter der Annahme einer Krümmung des Meniskus nach Abb. 5b. In der einen Richtung ist der Krümmungshalbmesser r_1 und in der anderen Richtung r_2 , wobei die Seitenebene M_2BC rechtwinklig auf der Vorderebene M_1AB und die Krümmungshalbmesser AM_1 und BM_2 jeweils normal zu den Tangentialebenen in A und B sind¹¹⁾. Dann stellt $\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)$ das Krümmungsmaß dar. Der hydrostatische Druck rechtwinklig zur unteren Fläche $ABCD$ gleichbleibender Dichte wird als Normaldruck p_N und der parallel zu ihr gerichtete Druck auf die vier Seitenflächen mit Tangentialdruck p_T bezeichnet. Für die obere Fläche $A'B'C'D'$ ist nach der Lehre

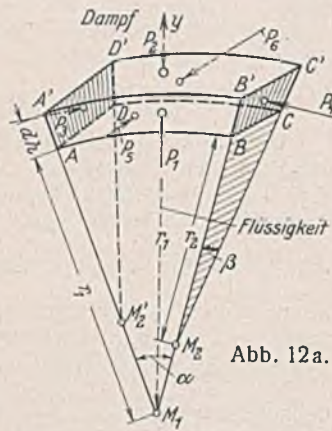


Abb. 12a.

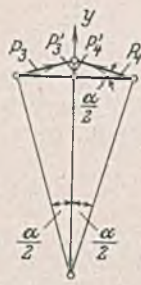


Abb. 12b.

Abb. 12a u. b.

Zur Herleitung der Kelvinschen Relation (Gleichgewicht von Flüssigkeit und Dampf).

von der Variation des Spannungszustandes der Druck $\left(p_N + \frac{dp_N}{dh} \cdot dh\right)$. Bei den Seitenflächen ist zu beachten, daß z. B. $P_3 = P_4$ sowie $P_5 = P_6$ und nach Abb. 12b die Projektion auf Y :

$$P_3' = P_4' = P_3 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \approx P_3 \cdot \frac{\alpha}{2} \quad \text{und} \quad P_5' = P_6' \approx P_5 \cdot \frac{\beta}{2}$$

ist. Die Projektionsgleichung der sechs Kräfte P_1 bis P_6 auf die Y -Achse enthält somit folgende Anteile:

- a) $P_1 = r_1 \alpha r_2 \beta p_N$
- b) $P_2 = (r_1 + dh) \alpha (r_2 + dh) \beta \left[p_N + \frac{dp_N}{dh} \cdot dh \right]$
- c) $P_3' + P_4' = 2 r_2 \beta dh \cdot \frac{\alpha}{2} \cdot p_T = \alpha \beta r_2 dh p_T$
- d) $P_5' + P_6' = 2 r_1 \alpha dh \cdot \frac{\beta}{2} \cdot p_T = \alpha \beta r_1 dh p_T$

und lautet: $P_1 - P_2 + (P_3' + P_4') + (P_5' + P_6') = 0$.

Teilt man sämtliche Glieder durch $\alpha \beta$ und vernachlässigt die höheren Potenzen dh^2 und dh^3 , so folgt

$$r_1 r_2 p_N - r_1 r_2 p_N - r_1 dh p_N - r_2 dh p_N - r_1 r_2 dh \cdot \frac{dp_N}{dh} + r_2 dh p_T + r_1 dh p_T = 0$$

Mit dh $r_1 r_2$ gekürzt, ergibt sich:

$$p_T \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) = p_N \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) + \frac{dp_N}{dh}$$

oder

$$(28a) \quad \frac{dp_N}{dh} = (p_T - p_N) \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

und integriert:

$$(28) \quad \int_1^2 dp_N = - \int_1^2 (p_N - p_T) \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) dh$$

2. Folgerungen.

Die Deutung dieser Gleichung führt zu folgender überzeugend klaren Auffassung des Kräftespiels in der Kapillarmembrane.

a) Die linke Seite stellt die Mittelkraft aller Drücke p_n , die in der Flächennormale Y wirkt, also unseren früheren Wert der Normalpressung π_{nv} dar [s. Abb. 4 u. Gl. (1)]. Das Integral $\int_1^2 dp_n$ ist aber zugleich die Differenz des Druckes p_{Dpf} in der oberen Grenze, also in der Berührungsfläche mit dem Dampf und des Druckes in der unteren Fläche, des Flüssigkeitsdruckes p_{Fl} ,

$$(29) \quad \int_1^2 dp_n = (p_{Dpf} - p_{Fl}) = -\pi_{nv}$$

b) Das erste Glied der rechten Seite $(p_N - p_T)$ gibt aber die Abweichung von dem bekannten Gesetze des allseitigen gleichen Druckes, des sogenannten Pascalschen Gesetzes, an. (Es lautet: In einer Flüssigkeit ist der Druck, also die Kraft rechtwinklig zu einer Fläche und auf die Fläche bezogen, an allen Stellen der Wandung derselbe und heißt hydrostatischer Druck.) Wäre $p_N = p_T$, wie überall im Innern der Flüssigkeit, so würde dieses Gesetz gelten. In der Oberflächenzone wird somit potentielle Energie frei, die um so größer ist, je größer $(p_N - p_T)$ wird. Sie äußert sich in der Oberflächenspannung

$$(30) \quad \gamma = \int_1^2 (p_N - p_T) dh = \text{konst.}$$

c) Jeder der beiden meßbaren Druckwerte p_{Dpf} und p_{Fl} setzt sich aus einem Anteil der Stoßkräfte der Moleküle, des sogenannten kinetischen Druckes, und einem Anteil der Attraktionskräfte (der Kohäsion) zusammen. Wenn auch diese Anteile nicht unmittelbar gemessen werden können, so doch die Differenz von $(p_{Dpf} - p_{Fl}) = \pi_{nv} = \gamma \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$ [s. Gl. (2)]. Sowohl die Moleküle des Dampfes als auch die der Flüssigkeit stoßen dauernd gegen die schützende, das Gleichgewicht sichernde Membranschicht, die durch Attraktionskräfte aufrechterhalten wird. Je größer π_{nv} , je kleiner also der Rohrdurchmesser D $\left[\pi_{nv} = \frac{2\gamma}{D}$ nach Gl. (8)] bei konstantem Wert γ ist, um so stärker ist dieser Schutz. Wird dagegen D groß, also π klein, um so mehr nähert man sich der Grenze $(p_{Dpf} - p_{Fl}) = 0$, also dem Falle der Verdampfung.

d) Die Auffassung der Attraktionswirkung läßt auch eine Beurteilung der Dicke der Membranschicht zu. Im Innern einer Flüssigkeit übt ein Molekül nach allen Seiten die gleiche Anziehungskraft aus und wird von den umgebenden Molekülen ebenfalls gleichmäßig angezogen, so daß Gleichgewicht herrscht. Hat der Wirkungsbereich der Moleküle den Halbmesser ρ , so befinden sich alle Moleküle, die von der Oberfläche weiter als ρ entfernt sind, in diesem Gleichgewicht, nicht aber die in der Oberflächenzone liegenden. Die Dicke dieser Membranschicht ist also zu ρ anzunehmen, also äußerst klein (ungefähr 2 Millionstel mm = $2 \mu\mu$).

e) Nach Gl. (29) u. (30) geht somit Gl. (28) über in die sogenannte Kelvinsche Relation:

$$(31) \quad \pi_{nv} = p_{Fl} - p_{Dpf} = \gamma \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

und im Grenzfall der sehr engen Kapillare mit dem Durchmesser D [nach Gl. (8)]

$$(32) \quad \pi_{nv} = p_{Fl} - p_{Dpf} = \frac{2\gamma}{D}$$

V. Veranschaulichung der beiden Grundgleichungen (11) und (26) und der Klimastufen.

1. In dem dreiachsigen Koordinatensystem der Abb. 7, wobei mit $X = D_v$ (Grenzporenweite), $Y = \pi_{nv}$ (Normalpressung in der Kapillaren) und $Z = \varphi$ (Feuchtigkeitsgrad in den Poren) bezeichnet sind, erscheint im Aufriß die erste Grundgleichung $\pi_{nv} D_v = 2\gamma = 2A$ [Gl. (11)] und im Seitenriß die zweite Grundgleichung $\pi_{nv} = 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi}$ [Gl. (26)]. Die gesamte Beziehung der Doppelgleichung [mit $\gamma = 8 \text{ mg/mm}$, Gl. (4)]:

$$(33) \quad \pi_{nv} = \frac{2\gamma}{D_v} = 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi}$$

wird somit durch eine Raumkurve veranschaulicht, die sich als Schnittlinie der beiden Zylinderflächen (parallel zu den Achsen φ und D_v)

$$(34) \quad \left\{ \begin{array}{l} \pi_{nv} D_v - 2\gamma = 0 \\ \text{und} \quad \pi_{nv} - 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi} = 0 \end{array} \right.$$

ergibt. In Abb. 7 sind auch die Zahlenwerte für die Koordinaten dieser Linien eingetragen.

¹¹⁾ s. Bakker, a. a. O. S. 271 (Fußnote 8).

2. Diese Darstellung bietet auch noch den Vorteil, daß die verschiedenen, durch den Feuchtigkeitsgrad φ gekennzeichneten Klimastufen, die jeweils beim Betrieb eines Klimaraumes zugrunde zu legen sind, und ihre Auswirkungen auf die Größenordnung der inneren kapillaren Normalpressungen π_{nv} (im Augenblick des Verdampfungs-Gleichgewichts) veranschaulicht werden. Sie lassen sich z. B. durch drei lotrecht stehende Ebenen parallel zum Seitenriß darstellen:

a) Erste Klimastufe, Landklima, trockenes und scharfes Klima mit $\varphi = 20\%$ Feuchtigkeitsgrad der Poren (also sehr klein) und $\pi_{nv} = 2100 \text{ kg/cm}^2$ (also sehr groß).

b) Zweite Klimastufe, Mittleres Klima mit z. B. $\varphi = 60\%$ und $\pi_{nv} = 665 \text{ kg/cm}^2$ (mittelgroße Werte).

c) Dritte Klimastufe, Seeklima, sehr feuchtes und mildes Klima mit $\varphi = 95\%$ (also sehr groß) und $\pi_{nv} = 65 \text{ kg/cm}^2$ (also sehr klein).

Diese Zahlenwerte kennzeichnen deutlich den Unterschied dieser Klimastufen.

3. Einer der Hauptgedanken dieser Hypothese besteht darin, daß alle Poren, die eine größere Weite, als der jeweils berechnete Wert D_v ist, haben, austrocknen müssen. Diese Grenz-porenweite erhält man somit nach Gl. (33)

bei der ersten Klimastufe (Landklima) mit $\varphi = 20\%$ und $\pi_{nv} = 2100 \text{ kg/cm}^2 = 2100 \cdot \frac{10^6}{10^2} \text{ mg/mm}^2 = 21 \cdot 10^6 \text{ mg/mm}^2$ zu:

$$D_{vI} = \frac{2\gamma}{\pi_{nv}} = \frac{2 \cdot 8,0}{21 \cdot 10^6} = 0,76 \cdot 10^{-6} \text{ mm} = 0,76 \mu\mu,$$

bei der zweiten und dritten Klimastufe mit $\varphi = 60\%$ und $\pi_{nv} = 665 \text{ kg/cm}^2$ bzw. mit $\varphi = 95\%$ und $\pi_{nv} = 65 \text{ kg/cm}^2$ (Seeklima) ist entsprechend

$$D_{vII} = \frac{2 \cdot 8,0}{6,65 \cdot 10^6} = 2,4 \cdot 10^{-6} = 2,4 \mu\mu$$

bzw.

$$D_{vIII} = 25 \cdot 10^{-6} = 25 \mu\mu.$$

Hieraus folgt:

a) Die Größenordnung der Grenz-porenweite ist Millionstel-millimeter ($10^{-6} \text{ mm} = \mu\mu$), also dieselbe Größenordnung wie die Dicke der Meniskusschicht (etwa $2 \mu\mu$, Größenordnung des Feinbaues der Materie).

b) Beim Landklima verdunstet das Wasser in allen Poren, die größer als etwa $1 \mu\mu$, und beim Seeklima in allen Poren, die größer als $25 \mu\mu$ sind.

So erkennt man die scharfe Austrocknung der Poren beim Landklima im Vergleich zum Seeklima.

VI. Das Schwinden und Kriechen des Betons.

1. Die Kraftwirkung.

Annahme: Im Querschnitt I eines Betonkörpers (Abb. 13) möge das Flächenelement von 1 cm^2 den Anteil ω_p an vollem Stoff, dagegen den Anteil ω_m an mit Wasser gefüllten Poren und den Anteil ω_s an mit Luft gefüllten trockenen Poren haben, wobei also

$$\omega_p + \omega_m + \omega_s = 1 \text{ cm}^2$$

ist. Dann kann man nach der in Abb. 13 angegebenen Kraftwirkung eine Beziehung für die durch kapillare Normalpressung π_n hervorgerufene Verkürzung des Abstandes zweier solcher paralleler Querschnitte I und I' herleiten. Die Zugspannungen in der Meniskushaut erzeugen in den mit Wasser gefüllten Poren die gesamte Schwindpressungskraft

$$P_s = \pi_{nv}(\omega_m \cdot 1).$$

Dabei nähern sich die Querschnitte I und I' durch die Wirkung der beiden Druckkräfte P_s und P_s' um

$$(35) \quad \delta = \frac{P_s}{1 E_s} = \frac{\pi_{nv}(\omega_m \cdot 1)}{1 E_s} = \left(\frac{\omega_m}{E_s}\right) \left(1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi}\right) = a b.$$

Hierin bedeutet E_s einen neuen Materialfestwert, den sogenannten Schwindmodul. Der Anteil $a = \frac{\omega_m}{E_s}$ des Schwindmaßes δ wird auch hydroelastischer Faktor und der Anteil $b = 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varphi}$ thermohygometrischer Faktor genannt (entsprechend den darin enthaltenen Ursachen).

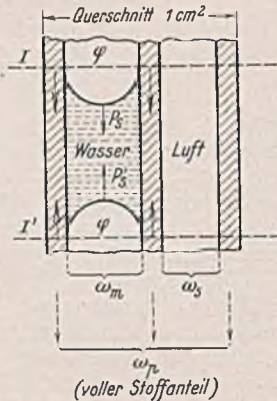


Abb. 13. Darstellung der kapillaren Schwindkräfte in den wassergefüllten Poren.

2. Die Größenordnung des Schwindmoduls E_s .

Als Verkürzung δ möge nach der typisierten Schwindkurve (Zeitschwindlinie) der Abb. 3 für Laboratoriumskörper der Größtwer

$$\delta = 0,00050$$

(entsprechend 50° C) angenommen werden. Für einen Feuchtigkeitsgehalt der Poren von z. B. $\varphi = 40\%$ ergibt sich nach Gl. (33) und Abb. 7 die Normalpressung $\pi_{nv} = 1190 \text{ kg/cm}^2$. Nimmt man den Anteil der mit Wasser gefüllten Poren z. B. zu $\omega_m = 10\% = 0,1$ an, so erhält man nach Gl. (35) den Schwindmodul:

$$(36) \quad E_s = \frac{\pi_{nv} \omega_m}{\delta} = \frac{1190 \cdot 0,1}{0,0005} = 238 000 \text{ kg/cm}^2,$$

also etwa von der Größenordnung der üblichen Werte des Elastizitätsmoduls von Beton.

3. Das Schwind-Elastizitätsgesetz lautet hiernach somit (entsprechend dem Hooke'schen Elastizitätsgesetz $\delta = \frac{\sigma}{E}$):

$$(37) \quad \delta_s = \frac{\pi_{nv}}{E_s} \cdot \omega_m.$$

Außer dem Schwindmodul E_s tritt hier noch ein Parameter ω_m , der Anteil des Querschnittes der wassergefüllten Poren, die die Schwindkräfte P_s der Abb. 13 erzeugen, auf.

4. Der Übergang zur üblichen Anschauung des geometrischen Schwindens ergibt sich dann folgendermaßen: Stellt man sich vor, daß die Poren nicht nur in der Längsrichtung X eines Betonstabes, sondern auch in beliebigen Querrichtungen angeordnet sind, so erhält man nach Gl. (37) unter der Annahme einer gleichförmigen Anordnung dieser Poren im Raum den besonderen Fall des gleichmäßigen Schwindens nach den drei Koordinatenachsen X, Y und Z , also des geometrisch ähnlichen Schrumpfens, wie es der bisher üblichen Anschauung unter Annahme eines Temperaturabfalls zugrunde lag.

5. Beim Kriechen wird die Schwindkraft P_s noch um die dauernd wirkende Vorbelastung vermehrt und die Normalpressung ($\pi_{nv} \omega_m$) um den Einfluß der Pressung σ_A . Bezeichnet E_K den Kriechmodul, so möge an Stelle von Gl. (37) beim Kriechen als Elastizitätsgesetz die denkbar einfachste Form angenommen werden:

$$(38) \quad \delta = \delta_A + \delta_s + f = \frac{\delta_A}{E} + \frac{1}{E_s} \cdot \pi_{nv} \omega_m + \frac{1}{E_K} \cdot p_v.$$

Dieses Kriechgesetz wird im II. Teil noch ausführlicher erörtert, insbesondere die Funktion p_v .

C. Schlußbemerkung zum ersten Teil.

Mit diesen Darlegungen möge die eigentliche physikalische Hypothese Freyssinet's über das Schwinden und Kriechen des Betons zunächst abgeschlossen werden. Nach unseren ausführlichen Darlegungen ist sie zweifellos als physikalisch voll berechtigt zu bezeichnen. Die wichtigste Frage hinsichtlich ihrer Brauchbarkeit besteht aber darin, ob für die äußerst kleinen Poren des Zementes und Betons, die hier in der Größenordnung von Millionstel-millimeter angenommen worden sind, diese an physikalischen Modellen von endlicher Größe gefundenen Beziehungen tatsächlich noch gelten. Immerhin bieten diese physikalischen Vorstellungen doch eine wertvolle Grundlage, um sich überhaupt klar zu machen, wie im Innern des Betons solche geheimnisvollen Kräfte auftreten können, die derartige große Formänderungen, wie sie beim Schwinden und Kriechen tatsächlich gemessen werden, hervorrufen. Eine solche Hypothese hat dann praktischen Wert, wenn sie zu nützlichen Verbesserungsmaßnahmen und Fortschritten im Beton- und Eisenbetonbau führt. Als erstes Anwendungsbeispiel hierfür liegt bereits die Ausbildung des Spannbetons vor (unter Anwendung der Vorspannung der Eisen-einlagen, des Vorpressens des Betons und der Erhärtung bei Verwendung von Dampf) (s. Abb. 1).

In unserem ersten Teil wurde der Kern der Hypothese von Freyssinet, die von vielen Fachgenossen wegen der Neuheit des Stoffes und der Kürze der Wiedergabe nicht recht verstanden werden konnte, auf Grund der feststehenden Kenntnisse der Physik systematisch geklärt und erläutert, so daß die Erörterungen hierüber wohl als abgeschlossen angesehen werden dürfen. Die von Freyssinet weiter durchgeführten Folgerungen über den Feinbau der Materie des Betons sowie über den Ausbau und die Auswahl der Zemente bleiben einer späteren Behandlung vorbehalten. In unserem zweiten Teil sollen noch eine zweite eigene Hypothese, die wir als Alterungs-Hypothese bezeichnen wollen, sowie einige wesentliche Gedanken hinsichtlich der anschaulichen Verwertung von Messungsergebnissen für Schwinden und Kriechen und der bisher gefundenen Grundlagen hierfür erörtert werden. [Fortsetzung (II. Teil) folgt.]

Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Joh. Ohde, Neuenhagen bei Berlin.

(Mittteilung der Erdbauabteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin¹⁾.)

I. Einleitung und grundlegende Voraussetzungen der Gleitungstheorie.

Bekanntlich ist die Bestimmung des Erddruckes auf lotrechte oder schwach geneigte Wände für den allgemeinen Fall eine statisch unbestimmte Aufgabe. Sie kann nur durch ein Eingehen auf die Formänderungen der Wand und der Erde hinter der Wand im strengen Sinne gelöst werden. Wenn auch eine solche Lösung mit der Zeit wohl noch gelingen dürfte, so brauchen wir sie doch glücklicherweise für die meisten bautechnischen Aufgaben nicht. Denn wir müssen fast bei allen Berechnungen von der Betrachtung des Bruchzustandes ausgehen²⁾, und dabei zeigt es sich, daß bei zunehmenden Formänderungen in den meisten Fällen die an ein Bauwerk grenzende Erde früher „bricht“ (d. h. irgendwie weggleitet) als das Bauwerk selbst oder einzelne seiner Teile. Wir haben daher fast immer mit den beiden sogenannten „Grenzzuständen des Gleichgewichts“ zu rechnen, dem unteren Grenzwerte des sogenannten „aktiven Erddruckes“, der gemeinhin auch oft nur als „Erddruck“ bezeichnet wird, und dem oberen Grenzwerte des sogenannten „passiven Erddruckes“, der von Krey auch „Erdrwiderstand“ genannt wird.

Der (aktive) Erddruck (E_a) entsteht z. B., wenn eine Stützmauer nach der Fertigstellung hinterfüllt und durch den seitlichen Druck der Hinterfüllung (wegen der Nachgiebigkeit des Untergrundes) zu einer kleinen Vorwärts- und Drehbewegung veranlaßt wird (Abb. 1). Die Erde muß der Bewegung der Mauer folgen und rutscht ein wenig nach. Für die statisch-mathematische Fassung dieser Aufgabe genügt es, sich vorzustellen, daß die in geringem Maße abrutschende Erde auf einer vom unteren Wandpunkte ausgehenden Fläche heruntergleitet (Gleitfläche, Rutschfläche), wobei in dieser Fläche die innere Reibung, bei bindigem Boden auch die Festigkeit der aneinander haftenden Erde, überwunden werden muß.

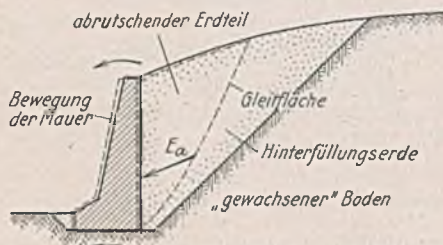


Abb. 1. Aktiver Erddruck auf eine Stützmauer.

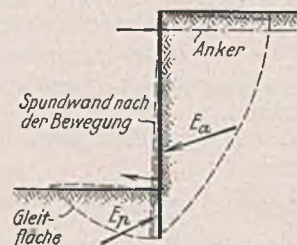


Abb. 2. Erdrwiderstand gegen den Fuß der Spundwand.

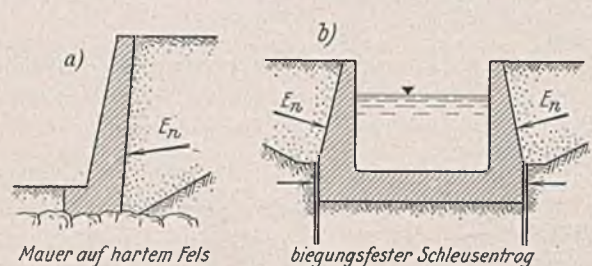


Abb. 3. Unnachgiebige Mauern.

Als Beispiel für das Auftreten des Erdrwiderstandes (E_p) können wir an eine einfach verankerte Spundwand denken, deren Rammtiefe zu gering bemessen wurde (Abb. 2). Der Fuß der Spundwand wird infolge der ungenügenden Rammtiefe nachgeben, indem er die Erde vor sich heraus-schleibt, und zwar wieder auf einer Gleitfläche, in der die Reibungs- und Haftungskräfte des Bodens überwunden werden.

Nun gibt es allerdings auch Fälle, in denen ein Baukörper früher bricht als die ihn belastende Erde. Solche Fälle treten bei unnachgiebigen Wänden ein (Abb. 3a u. b). Die Mauer gibt dann bis zu ihrem Bruche so wenig nach (nämlich größtenteils nur um ihre eigene elastische Ausbiegung), daß ein Herabgleiten des Bodens etwa auf einer Gleitfläche nicht eintreten, der untere Grenzzustand sich infolgedessen nicht ausbilden kann. In diesen und ähnlichen Fällen muß man deshalb den wirklich vorhandenen Erddruck der Festigkeitsberechnung der Mauer zugrunde legen, der bedeutend größer ist als der untere Grenzwert. Man wird gewöhnlich annehmen, daß die Mauer völlig unnachgiebig ist. Der auftretende Erddruck hat dann ungefähr die Größe des Erddruckes eines aus gleichmäßig aufgebauten Schichten bestehenden Erdkörpers

und wird von Donath³⁾ und Terzaghi⁴⁾ als „Ruhedruck“, von Krey⁵⁾ als „natürlicher Erddruck“ bezeichnet⁶⁾.

Man kann sich die Grenzzustände des Erddruckes aus dem Zustande des natürlichen Erddruckes heraus durch entsprechende Bewegungen der Wand entstanden denken. Die Erreichung des unteren Grenzzustandes ist dann gleichbedeutend mit einer Entlastung in seitlicher Richtung, während zur Erreichung der oberen Grenze eine zusätzliche Belastung der Wand erforderlich ist. Die Entlastung ruft eine geringe elastische Ausdehnung des Bodens in seitlicher Richtung hervor, die zusätzliche Belastung dagegen eine Zusammendrückung des Bodens. Nun läßt sich bekanntlich jeder Boden durch eine bestimmte Belastung viel stärker zusammendrücken, als er sich nach Wegnahme der Belastung wieder ausdehnt. Je nach der Bodenart beträgt die (elastische) Ausdehnung nur rd. $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{10}$ des Wertes der Zusammendrückung. Da außerdem der zahlenmäßige Unterschied zwischen dem unteren Grenzwerte und dem natürlichen Erddruck bedeutend kleiner ist als der Unterschied zwischen dem natürlichen Erddruck und dem Erdrwiderstand, so folgt daraus, daß die dem oberen Grenzzustande vorausgehende Zusammendrückung ein Vielfaches von dem Maß der Ausdehnung beträgt, die dem Eintreten des unteren Grenzzustandes vorangeht (etwa das 10- bis 50fache). Dieses Verhalten ist durch Erddruckversuche größeren Maßstabes auch durchaus bestätigt worden. So kann man nach den Donathschen Versuchen³⁾ mit lose geschüttetem, trockenem Normensand bei 60 cm Wandhöhe ein Nachgeben der Wand bis nahezu zum Erreichen des unteren Grenzzustandes von etwa 0,5 mm schätzen. Terzaghi⁷⁾ fand bei seinen Erddruckversuchen in Nordamerika bis zum ungefähren Erreichen des unteren Erddruckwertes ein notwendiges Nachgeben der Wand von rd. 1 mm bei

losem (Plum-Island-) Sand und rd. 0,5 mm bei eingestampftem Sand (150 cm Füllhöhe). Demgegenüber wurden bei den Erddruckversuchen der Hannoverschen Versuchsanstalt⁸⁾ bis zum annähernden Auftreten des oberen Grenzzustandes Wandverschiebungen von rd. 20 bis 50 mm für 100 cm Füllhöhe und solche von 40 bis 100 mm für 180 cm Füllhöhe gemessen (grober, sehr feuchter Sand, eingestampft).

Die bisher aufgezählten Tatsachen sind bekannt, werden jedoch bei praktischen Berechnungen oft noch viel zu wenig beachtet. Es muß daher immer wieder betont werden, daß es notwendig ist, sich bei jeder erdstatischen Berechnung über die Art und die Größe der Bauwerksbewegungen (bei gedachtem Eintreten des Bruchzustandes) ein ungefähres Bild zu machen. Solche Überlegungen sind meist wichtiger als die ganze Zahlenrechnung selber, worauf auch Krey im Schlußworte seines Erddruckbuches mit Nachdruck hingewiesen hat. Besonders bei dem Ansatz des Erdrwiderstandes muß m. E. mehr als bisher gefordert werden, die vor dem Erreichen des Grenzzustandes eintretende Zusammendrückung der „widerstehenden“ Erde zu überschlagen, um auf Grund dieser Über-

³⁾ A. Donath, Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände. Z. f. Bauwesen 1891, S. 491.

⁴⁾ K. v. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, S. 187. Leipzig und Wien 1925.

⁵⁾ H. Krey, Erddruck, Erdrwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 3. Aufl., S. 19 bis 22. Berlin 1926; 4. Aufl. von J. Ehrenberg, S. 24 bis 27. Berlin 1932.

⁶⁾ Auf die Frage des „natürlichen Erddruckes“ will ich hier nicht weiter eingehen, da es mir in diesem Aufsätze auf eine Weiterführung der „Gleitflächen“-Theorie ankommt. Wo im Einzelfalle der natürliche Erddruck nicht durch Versuche ermittelt wurde, empfehle ich, als Überschlagsrechnung bei waagrechttem Gelände, nach der Gleitflächentheorie zu rechnen, wobei in der gedachten Gleitfläche nicht der volle Reibungsbeiwert, sondern nur die Hälfte davon und keinerlei Haftfestigkeit anzusetzen ist.

⁷⁾ v. Terzaghi, Large retaining-wall tests. Eng. News-Rec., Vol. 112, 1. Halbjahr 1934, S. 136 u. 259.

⁸⁾ Franzius, Versuche mit passivem Erddruck. Bauing. 1924, S. 314; ders., Erddruckversuche im natürlichen Maßstabe. Bauing. 1928, S. 787 u. 813.

¹⁾ Für die Förderung bei der Herausgabe dieser Arbeit möchte ich dem Vorsteher der Erdbauabteilung, Herrn Oberregierungs- und -baurat J. Ehrenberg, danken. Ohne diese Unterstützung wäre es mir nicht möglich gewesen, die (übrigens zum Teil schon vor längerer Zeit durchgeführten) Untersuchungen schon jetzt zu veröffentlichen. (Manuskript eingelangt 15. Dezember 1937.)

²⁾ Auch bei der Festigkeitsberechnung der Baustoffe (z. B. Holz oder Eisen) gehen wir — von den wenigen Fällen abgesehen, bei denen die Höchstwerte der Formänderungen vorgeschrieben sind — von den Spannungen kurz vor dem Bruch aus. Wir berechnen zwar meistens die möglichen Höchstwerte der wirklich auftretenden Spannungen (σ), vergleichen sie aber dann mit den Bruchspannungen (σ_{Br}) der Stoffe durch die Bildung der „Sicherheitszahl“ $S = \sigma_{Br}/\sigma$, was dasselbe ist oder doch dasselbe sein sollte, als wenn wir unmittelbar vom Bruchzustande ausgehen, also die Lasten P_{Br} berechnen, die den Bruch in irgend einem Querschnitt gerade herbeiführen, und dann für die zu erwartende Belastung P die Sicherheitszahl $S = P_{Br}/P$ errechnen.

schlagsrechnung zu entscheiden, ob überhaupt mit dem vollen Ansatz des Erdwiderstandes gerechnet werden darf. Denn diese Zusammendrückung nimmt oft Werte an, die bei der Zweckbestimmung der Bauwerke nicht zugelassen werden können⁹⁾.

Ich will an dieser Stelle nicht weiter auf die angedeuteten Formänderungsaufgaben eingehen, da es mir hier auf den weiteren Ausbau der „Gleitflächen“-Theorie ankommt. Meine einleitenden Bemerkungen bezwecken lediglich, auf die wichtigsten Punkte hinzuweisen, deren Kenntnis und Beachtung zur richtigen Anwendung erdstatischer Berechnungsmethoden notwendig ist. Auch möchte ich nicht durch die nachfolgenden theoretischen Darlegungen den Eindruck entstehen lassen, als seien Erddruckberechnungen eine überwiegend mathematische Angelegenheit. Ich will deshalb auch noch kurz die Voraussetzungen der alten, klassischen Erddrucktheorie vom Standpunkte der neueren Bodenforschung aus kritisch betrachten. Das ist auch deshalb erforderlich, weil durch die neuen Erkenntnisse über das physikalische Verhalten der Böden teilweise eine Abänderung der üblichen statischen Untersuchungsmethoden notwendig wird.

Seit den Anfängen der Erddrucktheorie hat man vor allem folgende beiden Annahmen herausgestellt:

1. Es bilden sich Gleitflächen aus, in denen die vollen Reibungskräfte des Bodens wirksam sind.
2. Die Widerstandskraft des Bodens in der Gleitfläche folgt der Gleichung $\tau = k + \mu \cdot \nu$ (Coulombsches Reibungsgesetz), wenn τ die auf die Flächeneinheit bezogene Schubspannung, k und μ Konstanten, die von der Bodenart und ihrem Zustande abhängig sind, und ν den senkrecht zur Fläche wirkenden Bodendruck je Flächeneinheit bedeuten.

Die Erkenntnisse, die uns durch die neueren physikalischen Bodenuntersuchungen geschenkt wurden, fordern außerdem noch die Anerkennung folgender Annahmen:

3. Die nicht unmittelbar durch Gleitungen hervorgerufenen Formänderungen sind gegenüber den Form- und Lageänderungen durch Gleitungen zu vernachlässigen.
4. Bei fortschreitender Gleitbewegung bleibt der Schubwiderstand τ des Bodens konstant.
5. Der Zustand beginnenden Gleitens wird in allen Teilen der Gleitfläche gleichzeitig erreicht.

Die Auswirkung der Annahme 1 ist oben schon genügend auseinandergesetzt. Wir fügen nur noch hinzu, daß Gleitflächenbildung auch dann nicht aufzutreten braucht, wenn ein stark bindiger Hinterfüllungsboden Gelegenheit hat, Wasser anzusaugen und zu quellen.

Die durch Annahme 2 ausgedrückte lineare Abhängigkeit der Gleitspannung τ vom Bodendruck ν ist für die meisten Bodenarten hinreichend genau erfüllt, wie durch Versuche gezeigt worden ist. Man pflegt k als die Haftfestigkeit oder Kohäsion und μ als den Reibungsbeiwert zu bezeichnen. Ich schlage für k die Bezeichnung „Gleitfestigkeit“ vor, da die Worte „Haftfestigkeit“ oder „Kohäsion“ eigentlich eine Art Zugfestigkeit bedeuten, während es sich bei k um den Widerstand gegen Gleiten handelt (der allerdings von der Zugfestigkeit des Bodens abhängt). Diese Bezeichnungen sind allerdings, streng genommen, nur Benennungen für Konstante im mathematischen Sinne, da sie mit ihrem physikalischen Inhalt oft nicht übereinstimmen. So können z. B. die Eigenschaften des Bodens für verschiedene Punkte der Gleitflächen verschieden sein, worauf Krey hingewiesen hat¹⁰⁾. Wir wollen diesen Fall seiner Wichtigkeit

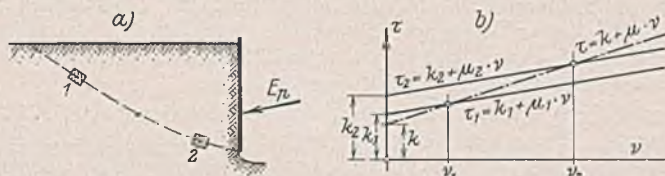


Abb. 4. Verschiedene Bedeutung der Beiwerte k und μ .

wegen an Hand der Abb. 4 wiederholen. Zur Bestimmung des Erdwiderstandes seien beispielsweise in den Punkten 1 und 2 (Abb. 4a) Bodenproben entnommen und auf ihren Schubwiderstand hin bei verschiedenen Normaldrücken ν untersucht. Das Ergebnis sei durch die Linien 1 und 2 in Abb. 4b wiedergegeben. Die im Zustande der Gleitung in den Punkten 1 und 2 vorhandenen Normaldrücke senkrecht zur Gleitfläche seien ν_1 und ν_2 . Offenbar verläuft dann die für die Gleitfläche

⁹⁾ Schon Mohr bemerkt für diesen Fall (Zeltschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins Hannover 1871, S. 362): „Da . . . wegen der Zusammendrückbarkeit lockerer Erdkörper eine Bewegung der Mauer vor dem Eintreten des oberen Grenzzustandes erfolgen kann, so erscheint es in den meisten derartigen Fällen nicht zulässig, den jenem Grenzzustande entsprechenden Erddruck bei Beurteilung der Stabilität der Konstruktion in Rechnung zu ziehen“.

¹⁰⁾ Krey, Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. Bautechn. 1927, Heft 35.

anzusetzende Abhängigkeit zwischen τ und ν nach der in Abb. 4b strichpunktiert eingezeichneten Geraden, deren Konstante k natürlich etwas anderes bedeutet als die (wirkliche) Kohäsion k_1 und k_2 in den Punkten 1 und 2. Ähnliches gilt von dem Beiwert μ .

Bei wassergesättigten, stark bindigen Böden (z. B. fette Lehme, Ton, Faulschlamm) ist bezüglich der Annahme 2 noch zu beachten, daß der Wert ν den Normaldruck in der Gleitfläche angibt, den die einzelnen Bodenkörner aufeinander ausüben, und nicht etwa den gesamten Druck in der Gleitfläche. Letzterer ist z. B. bei plötzlicher Belastungserhöhung größer als ν , weil dann das Wasser in den Bodenporen — wenigstens in der ersten Zeit — den Mehrdruck aufnimmt. Der Boden nimmt nämlich nur dann die plötzliche Vergrößerung des Druckes auf, wenn er sich diesem Druck entsprechend zusammendrücken kann, woran er aber durch das praktisch unzusammendrückbare Porenwasser längere Zeit gehindert wird. Denn dieses Porenwasser läßt sich wegen der sehr geringen Wasserdurchlässigkeit stark bindiger Böden nur äußerst langsam aus dem Boden pressen. Solange aber das Porenwasser im Boden den vergrößerten Druck aufnimmt, wird in der Gleitfläche keine Vergrößerung der Reibung erzeugt. Die Mehrbelastung kann dann nur durch die Wasserdrücke normal zur Gleitfläche aufgenommen werden, wodurch bedeutend ungünstigere Verhältnisse entstehen, als wenn die zusätzliche Belastung sich unter dem Reibungswinkel auf die Gleitfläche abstützen würde. Es ist das Verdienst Terzaghis, die Theorie des zeitlichen Verlaufes der Porenwasserauspressung¹¹⁾ aufgestellt zu haben, woraus die soeben erläuterte Wirkung zwangsläufig folgt¹⁰⁾.

Die Voraussetzung 3 ist bei der Berechnung des Erdwiderstandes von stark nachgiebigem Boden nicht erfüllt, indem die angreifenden oder auch die widerstehenden Kräfte durch die Bewegungen eine andere Lage erhalten. Man muß in solchen Fällen durch die Ermittlung der Formänderungen die Lage der Kräfte berichtigen. Aber noch in anderer Hinsicht ist die Annahme 3 bedeutsam. Es kommt sehr oft vor — und wir kommen darauf noch ausführlicher zurück —, daß sich nicht eine einzige Gleitfläche bildet, sondern ein ganzer Bereich des Rutschkörpers von Gleitflächen durchzogen ist. Für diesen Fall besagt die Annahme 3, daß sich die Gleitungen (oder Verzerrungen) ohne Raumänderungen des des Bodens vollziehen. Falls diese Annahme nicht erfüllt ist (z. B. ist nach Terzaghi die Gleitung bei dichtgelagertem Sand mit einer Auflockerung, also einer Raumvermehrung verbunden), gelten die Ergebnisse der Gleitungstheorien natürlich nur mit gewissen Einschränkungen.

Die Voraussetzung 4 ist sehr oft nicht so ohne weiteres erfüllt. Das haben zuerst die hannoverschen Reibungsversuche mit Sand¹²⁾ gezeigt, neuerdings auch die sehr eingehenden Versuche von J. Hvorslev¹³⁾ mit aufbereitetem (d. h. gestörtem), stark bindigem Boden und die Versuche von B. Tiedemann¹⁴⁾ mit gewachsenen bindigen Böden der verschiedensten Art. Zur Erläuterung sind die erhaltenen Verschiebungsschaubilder in Abb. 5 schematisch skizziert, und zwar entspricht die voll ausgezogene Linie a der Voraussetzung 4, während die übrigen drei Kurven nach Versuchsergebnissen mit gewachsenem Boden gezeichnet sind. Bei fortschreitender Gleitung erreicht also der Schubwiderstand bald einen Größtwert, um danach allmählich auf einen gleichbleibenden Wert herunterzugehen¹⁵⁾. Der Abfall des Gleitwiderstandes nach dem Erreichen des größten Wertes ist bei bindigen Böden größer als bei sandigen Bodenarten und bei bindigen Böden wieder um so größer, je größer der

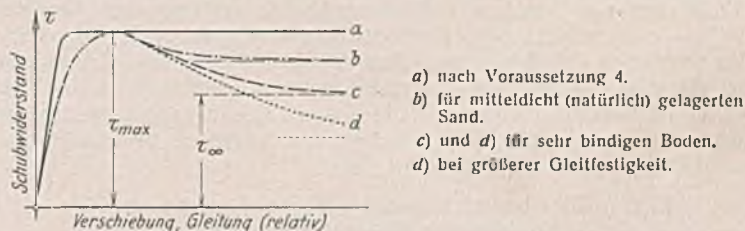


Abb. 5. Gleitungsschaubilder verschiedener Böden.

Gleitfestigkeits-(Kohäsions-)Anteil des gesamten Gleitwiderstandes ist. Nach erst teilweise veröffentlichten Versuchsergebnissen von Tiedemann in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, ist der Abfall

¹¹⁾ K. v. Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 111 u. 140; K. v. Terzaghi und O. K. Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten. Leipzig, und Wien 1936.

¹²⁾ W. Buchholz, Erdwiderstand auf Ankerplatten. Jahrb. d. Hafenbautechnischen Gesellschaft Nr. 12. Berlin 1930/31; H. Petermann, Bewegung und Kraft bei Ankerplatten. Bauing. 1933, Heft 43/44, S. 531.

¹³⁾ M. J. Hvorslev, Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Kopenhagen 1937.

¹⁴⁾ B. Tiedemann, Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bautechn. 1937, Heft 30 u. 33.

¹⁵⁾ Vgl. auch Schriftenreihe 3 der „Straße“, Berlin 1936, S. 99, wo A. Casagrande ausführt, daß locker gelagerter (z. B. aufgefüllter) Sand keinen Schubwiderstandsabfall nach Art der Abb. 5 zeigt.

der Gleitfestigkeit durchschnittlich mehr als doppelt so groß wie der Abfall des Reibungsbeiwertes. Die früher des öfteren aufgetauchte Streitfrage, ob Reibung und Gleitfestigkeit (Kohäsion) zusammenwirken oder ob nicht zunächst nur die Gleitfestigkeit und keine Reibung, nach Überwindung der Gleitfestigkeit dagegen nur Reibung wirke¹⁶⁾, findet demnach eine mittlere Beantwortung. Nach den bisherigen Versuchsergebnissen darf man wohl — von Ausnahmefällen bei Böden mit chemischer Verklüftung abgesehen — ein Zusammenwirken von Gleitfestigkeit und Reibung annehmen, jedoch ist der Abfall des Gleitfestigkeitsanteils des Schubwiderstandes bedeutend größer als der Abfall des Reibungsanteils. — Nach größerer Gleitung bleibt der Schubwiderstand konstant, und die Annahme 4 ist wieder erfüllt. Ähnliches gilt übrigens auch für Annahme 3.

Die Voraussetzung 5 hängt eng mit den Annahmen 3 und 4, insbesondere mit dem Verhalten des Bodens nach Abb. 5, zusammen und ist bei stärkerem Einfluß der Formänderungen oft nicht erfüllt. Zur Verdeutlichung denken wir an die Aufgabe, den Erdwiderstand eines stärker zusammendrückbaren Bodens, für den das Schaubild nach Abb. 5 gegeben ist, zu ermitteln. Bei fortschreitender Belastung und damit verbundener Bewegung der Wand wird sich in der Nähe des unteren Erdpunktes der Wand sehr bald ein kurzes Ende der Gleitfläche ausbilden. Hier wird also bald der Höchstwert des Schubwiderstandes überschritten sein und bei weiterer Bewegung der Wand wieder etwas abfallen. Der Größtwerth des Schubwiderstandes

wird sich an der Stelle befinden, wo die Gleitfläche gerade aufhört, sich im Boden fortzusetzen (vgl. Abb. 6). In der gedachten Fortsetzung der Gleitfläche wird der Schubwiderstand noch nicht voll erreicht sein. Bei weiterer Fortsetzung der Wandbewegung setzt sich auch die Gleitfläche weiter im Boden fort, und der Größtwerth der Gleitfläche wandert mit dem Fortschreiten der Gleitfläche mit, bis er schließlich bei immer größerer Gleitbewegung mit dem Auslauf der Gleitfläche an der Oberfläche ganz verschwindet. In dem letzten Zustande hat man die Annahme 5 nicht mehr nötig und, wie oben bereits auseinandergesetzt, ist dann auch die 4. Voraussetzung erfüllt. — Man ersieht aus diesen Darlegungen, daß es bei stärkerem Einfluß der Formänderungen nicht möglich ist, den Höchstwert (τ_{max} in Abb. 5) längs der ganzen Gleitfläche voll auszunutzen. Den durch Untersuchungen festgestellten Gleitwiderstand nach größerer Verschlebung (τ_{∞}) darf man dagegen als voll wirksam voraussetzen. Terzaghi, der auf diese Erscheinung m. W. zuerst aufmerksam gemacht hat, nennt sie den „fortschreitenden Bruch“. Bei manchen schweren Tonen scheint diese Tatsache eine große Rolle zu spielen, was man sich nach dem teilweise recht starken Abfall des Schubwiderstandes solcher Böden nach größerer Gleitung auch sehr wohl erklären kann.

Im ganzen dürfte aus diesen Ausführungen über den Einfluß des physikalischen Verhaltens der Böden auf die Voraussetzungen der alten Erddrucktheorie zu ersehen sein, daß durch die neueren Erkenntnisse der Bodenforschung die Gleitflächentheorie nicht etwa als unrichtig abgetan wird; denn die Grundlagen der alten Erddrucktheorie — Ausbildung von Gleitflächen und Ansatz der Widerstandswerte des Bodens in der Gleitfläche — entsprechen für die „Grenzstände des Gleichgewichts“ zweifellos den wirklichen Gegebenheiten. Jedoch mahnen die neuen Erkenntnisse bei mancher üblichen Annahme zur Vorsicht, zeigen auch oft den Weg, die versuchsmäßig ermittelten Reibungs- und Gleitkräfte des Bodens richtig anzusetzen, und helfen so mit am weiteren, der Wirklichkeit angepaßten Ausbau der Erddrucktheorie.

II. Das Gleichgewicht kleiner Bodenelemente und der Rankinesche Erddruck-Sonderfall.

Zur genauen Lösung von Erddruckaufgaben muß man von den Gleichgewichtsbedingungen sehr kleiner Bodenelemente ausgehen. Auf diese Bedingungen gründet sich bekanntlich die Lehre von der Spannungselipse und dem Spannungskreise. Genaue Erddruckberechnungen sind allerdings bislang nur in wenigen Sonderfällen durchgeführt, weil für die anzuschreibenden Differentialgleichungen nur schwer Lösungen zu finden sind. Die erdbaustatischen Grenzwertaufgaben werden deshalb durchweg näherungsweise gelöst, und zwar durch Annahme einer geeigneten Form der Gleitflächen. Aber auch für diese Näherungslösungen braucht man die Gesetze, die aus dem Gleichgewicht kleiner Erdprismen folgen, sei es, um nachzuprüfen, wie weit sich eine angenommene Gleitfläche von den strengen Forderungen entfernt (z. B. bei ebenen Gleitflächen), oder sei es, um in einigen ausgewählten Punkten der Gleitfläche die genauen Zusammenhänge zu erfüllen (kurvenförmig verlaufende Gleitflächen). Nicht umsonst hat Krey die Ausführungen über die Spannungselipse an den Anfang seines bekannten Buches über Erddruck und Erdwiderstand

gesetzt. Es ist bei der Durchführung praktischer Berechnungen, z. B. was die Annahme der Gleitflächenform oder das Herausfinden der ungünstigsten Gleitfläche anbetrifft, von großem Vorteil, wenn man die Lage der den Spannungszustand darstellenden Ellipse ungefähr angeben, vielleicht auch schon gefühlsmäßig beurteilen kann.

Die aus den Gleichgewichtsbedingungen kleiner Bodenelemente folgenden Gesetze sind durch die Arbeiten von Winkler¹⁷⁾, Krey¹⁸⁾ u. a. über die Spannungselipse und von Mohr¹⁹⁾, Rankine²⁰⁾, Müller-Breslau²¹⁾ u. a. über den Spannungskreis in mancher Hinsicht (besonders auch hinsichtlich zeichnerischer Verfahren) gut herausgestellt; es fehlt aber an genügend einfachen Formeln. Diese Lücke will ich in folgendem zunächst auszufüllen versuchen. Zur Veranschaulichung soll dabei der Spannungszustand von Rankine (und Mohr) gleich mit behandelt werden, da die erhaltenen Formeln bekanntlich für diesen Fall ohne weitere Umformungen anwendbar sind.

a) Allgemeine Zusammenhänge.

Wir machen zunächst die für kleine Bodenelemente, deren Gleichgewicht betrachtet werden soll, übliche Annahme, daß ein solches Element von Spannungen gedrückt wird, die als gleichmäßig verteilt angenommen werden können. Da der Boden aus einzelnen Körnern besteht, müssen wir uns die kleinen dreieckigen oder quadratischen Erdprismen im Verhältnis zu den Einzelkörnern des Bodens immerhin so groß denken, daß wir von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung in den angenommenen Prismenflächen sprechen können. (Seitenlänge schätzungsweise etwa das 100-fache des Einzelkornes, vgl. auch Abb. 7). Diese Voraussetzung ist in den meisten Fällen auch durchaus erfüllt; Ausnahmen können eintreten



Abb. 7.

bei Modellversuchen mit grobem Sand, bei Schüttdämmen aus großen Steinen u. dgl.

Bekanntlich sind die Schubspannungen in zwei aufeinander senkrecht stehenden Flächen stets gleich, wenn man sich auf die nächste Nachbarschaft eines Punktes beschränkt. Denkt man sich nämlich ein quadratisches Erdprisma von den Seitenlängen 1,0 (s. Abb. 8), so gilt, bezogen auf den Mittelpunkt des Prismenquerschnitts, die Momentengleichung:

$$(\tau_x \cdot 1,0) 1,0 = (\tau_y \cdot 1,0) 1,0 \text{ oder } \tau_x = \tau_y.$$

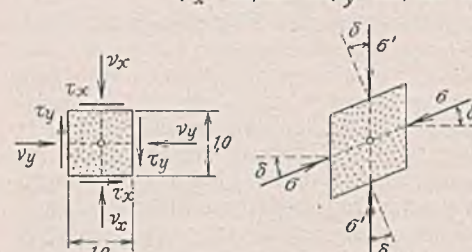


Abb. 8.

Abb. 9.

zur Flächennormalen (vgl. Abb. 9). Denn wäre das nicht der Fall, so würden die Spannungen σ' für den Mittelpunkt des rhombischen Erdprismas ein Moment übriglassen, was nicht sein darf, da das Moment der Spannungen σ auch Null ist. Man kann nach Abb. 9 von paarweise zusammengehörigen Spannungsneigungen sprechen.

Aus Abb. 9 ersieht man weiter, daß die Schubspannung z. B. der rechteckigen Fläche eine entgegengesetzte Wirkung ausübt wie die Schubspannung der unteren Fläche. Denkt man sich daher die untere Fläche allmählich durch Drehung in die lotrechte Ebene übergeführt, so wird im Verlaufe dieser Drehung eine Flächenrichtung getroffen werden müssen, in der die Schubspannung τ zu Null wird. Lotrecht zu dieser ausgezeichneten Richtung muß wegen der Gleichheit der Schubspannungen in zueinander lotrechten Ebenen ebenfalls die Schubspannung Null sein. Auf diese lotrecht aufeinander stehenden Flächenrichtungen, den sogenannten Hauptrichtungen, wirken die „Hauptspannungen“ σ_1 und σ_2 , wobei mit σ_1 immer die größere der beiden Hauptspannungen bezeichnet werden soll.

17) E. Winkler, Neue Theorie des Erddruckes, S. 1 bis 30. Wien 1872.

18) H. Krey, Erddruck, 3. Aufl., S. 24 bis 33; 4. Aufl., S. 29 bis 38.

19) Mohr, Beitrag zur Theorie des Erddruckes. Zeitschr. d. Arch.-u. Ing.-Vereins zu Hannover 1871, S. 344, u. 1872, S. 245.

20) W. J. M. Rankine, On the stability of loose earth. Phil. Trans. London 147, 1857 und A manual of applied mechanics London 1858 (1. Auflage); deutsch von Kreuter nach der 12. Auflage, Wien 1880 (Rankine, Handbuch der Bauingenieur-Kunst).

21) H. Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, S. 27 bis 56. Leipzig 1906.

16) s. z. B. Schäffer, D. Bauztg. 1878, S. 284.

Denkt man sich jetzt ein kleines quadratisches Bodenprisma $ABCD$ (Abb. 10a), in dessen Seitenflächen nur Schubspannungen τ_m wirken, und betrachtet die Hälften ABC und ABD besonders, so findet man, daß in der Querebene AC eine Druckspannung von der Größe $\sigma_D = \tau_m$ (Abb. 10b) und in der Querebene BD eine Zugspannung σ_z von derselben Größe wirken (Abb. 10c), dagegen keine Schubspannungen. Die Querebenen AC und BD sind demnach Hauptebenen (Abb. 10d). Fügt man zu diesem Spannungszustand noch eine allseits gleiche Normalspannung σ_m hinzu, so

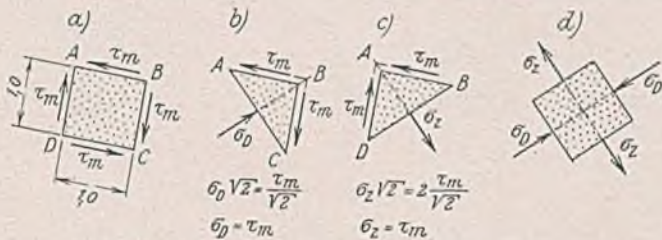


Abb. 10. Reiner Schubspannungszustand.

kann man leicht einsehen, daß durch diese Überlagerung je nach der Größe von τ_m und σ_m jeder beliebige Spannungszustand dargestellt werden kann. Man braucht nur anzusetzen:

$$\sigma_1 = \sigma_m + \tau_m \quad \sigma_2 = \sigma_m - \tau_m,$$

woraus umgekehrt folgt:

$$(1) \quad \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}; \quad \tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$

Für die weiteren Ableitungen werde von einem kleinen Erdprisma dreiseitig-rechtwinkligen Querschnitts ausgegangen (ABC in Abb. 11, 12

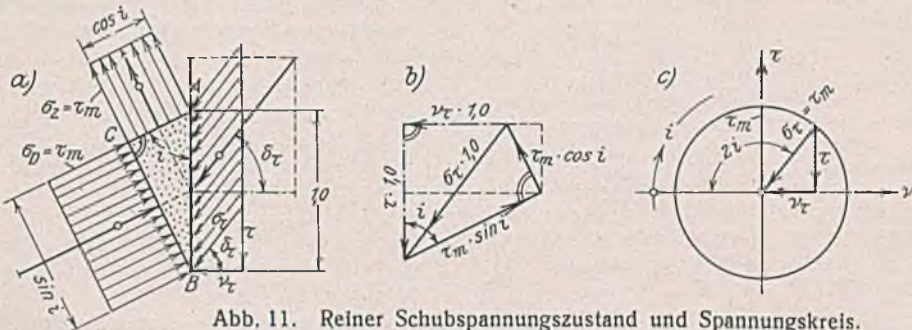


Abb. 11. Reiner Schubspannungszustand und Spannungskreis.

u. 15), dessen lotrecht aufeinander stehende Flächen in die Hauptrichtungen fallen. Die Querebene (AB) sei gegen die Richtung der größten Hauptspannung um den Winkel i geneigt. Zunächst sei das Gleichgewicht für den Zustand reiner Schubbeanspruchung nach Abb. 10 untersucht. Auf die Schrägfläche wirke die Spannung σ_z bzw. die Normalspannung v_z und die Schubspannung τ . Nimmt man die Länge der Schrägfläche gleich der Einheit an, so ist $BC = \sin i$ und $AC = \cos i$. Die in Abb. 11a dargestellten Kräfte sind in Abb. 11b zu einem Kräfteck zusammengesetzt, aus dem für die Richtung AB und lotrecht zu dieser Richtung folgende Gleichgewichtsbedingungen abzulesen sind:

$$\tau = \tau_m \cdot \sin i \cdot \cos i + \tau_m \cdot \cos i \cdot \sin i = 2 \tau_m \cdot \sin i \cdot \cos i,$$

$$v_z = \tau_m \cdot \sin i \cdot \sin i - \tau_m \cdot \cos i \cdot \cos i = -\tau_m (\cos^2 i - \sin^2 i)$$

oder mit den Formeln $2 \cdot \sin i \cdot \cos i = \sin 2i$, $\cos^2 i - \sin^2 i = \cos 2i$:

$$(2) \quad \begin{cases} \tau = \tau_m \cdot \sin 2i \\ v_z = -\tau_m \cdot \cos 2i. \end{cases}$$

Diese beiden Gleichungen werden durch den in Abb. 11c dargestellten Spannungskreis erfüllt. Man ersieht aus dieser Abbildung, daß die Schrägspannung σ_z der absoluten Größe nach stets gleichbleibt, und zwar gleich der Schubspannung τ_m ; in den Flächenrichtungen $i = 0$ und $i = 90^\circ$ geht sie in τ_m über. Weiter findet man mit Hilfe der Gl. (2): $\text{tg } \delta_z = -\text{tg } 2i$ oder $\delta_z = 180^\circ - 2i$.

Für den allgemeinen Spannungszustand ist zu dem durch den Kreis dargestellten reinen Schubspannungszustand noch die Normalspannung σ_m

hinzuzurechnen, so daß man eine Darstellung nach Abb. 12d erhält. Da für jede Spannungsneigung $\text{tg } \delta = \frac{\tau}{\sigma}$ ist, so ist die Eintragung von δ und σ , wie sie Abb. 12d zeigt, berechtigt. Durch Einsetzung der Gl. (2) in Gl. (1) findet man allgemein:

$$(3) \quad \begin{cases} \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin 2i \\ \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos 2i. \end{cases}$$

In Abb. 12a ist das Bild der Gesamtspannungen gezeichnet. Der Winkel zwischen Schrägfläche AB und der Richtung der größten Hauptspannung (AC) ist nach unserer allgemeinen Festlegung wieder mit i , der Winkel zwischen Spannungsrichtung und größter Hauptspannung dagegen mit i' bezeichnet. Denkt man sich die Spannung σ in die zu den Hauptrichtungen gleichlaufenden Teilspannungen σ_η und σ_z zerlegt, so erfordert das Gleichgewicht der Kräfte:

$$\sigma_\eta = \sigma \cdot \sin i$$

$$\sigma_z = \sigma \cdot \cos i.$$

Die Beziehung $\sin^2 i + \cos^2 i = 1$ liefert damit die Gleichung:

$$\frac{\sigma_\eta^2}{\sigma_1^2} + \frac{\sigma_z^2}{\sigma_2^2} = 1.$$

Das ist aber die Gleichung einer Ellipse, der sog. Spannungselipse, deren Darstellung Abb. 12c zeigt. Die Berechnung der Spannungen σ kann daher nach der Polargleichung der Ellipse geschehen, die wie folgt leicht abzuleiten ist:

$$\frac{\sigma_\eta^2}{\sigma_1^2} + \frac{\sigma_z^2}{\sigma_2^2} = 1 = \frac{\sigma^2 \cdot \cos^2 i'}{\sigma_1^2} + \frac{\sigma^2 \cdot \sin^2 i'}{\sigma_2^2} = \sigma^2 \left(\frac{\cos^2 i'}{\sigma_1^2} + \frac{\sin^2 i'}{\sigma_2^2} \right)$$

$$(4a) \quad \sigma = \frac{1}{\sqrt{\frac{\cos^2 i'}{\sigma_1^2} + \frac{\sin^2 i'}{\sigma_2^2}}}$$

Bezeichnet man das Verhältnis $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ der Hauptspannungen mit n , so erhält man

$$(4b) \quad \sigma = \frac{\sigma_1}{\sqrt{n^2 \cdot \sin^2 i' + \cos^2 i'}} = \frac{\sigma_1}{\sqrt{1 + (n^2 - 1) \sin^2 i'}}$$

$$= \frac{\sigma_1}{\sqrt{n^2 - (n^2 - 1) \cos^2 i'}}$$

Wir werden uns bei den fertigen Formeln dieses Aufsatzes möglichst auf die Tangens-Funktion der Winkel beschränken, da sich dadurch große Vereinfachungen ergeben. Auch hat man nicht mehr nötig, den Umweg über transzendente Funktionen zu machen, was bei der Zahlenrechnung angenehm empfunden wird. Die Bevorzugung der Tangens-Funktion scheint bei allen erdstatischen Berechnungen von Vorteil zu sein, wie aus der später unter IV. gezeigten Umformung der Weyrauch'schen Erddruckformeln für ebene Gleitflächen auch noch hervorgehen wird. Man sollte aus diesem Grunde zur Kennzeichnung der Reibung des Bodens nicht mehr den Reibungswinkel ρ benutzen, sondern den Reibungsbeiwert $\mu = \text{tg } \rho$, zumal dieser Wert durch den Versuch unmittelbar gefunden wird. — Zur Abkürzung von $\text{tg } \delta$ werden wir den Buchstaben m einführen.

Die Formel für σ als Abhängige von $\text{tg } i$ sei (nach Krey) an Hand der Abb. 12a u. b abgeleitet. Für das rechtwinklige Kräfte-dreieck gilt:

$$\sigma^2 = (\sigma_1 \cdot \sin i)^2 + (\sigma_2 \cdot \cos i)^2 = \sigma_1^2 \cdot \frac{\text{tg}^2 i}{1 + \text{tg}^2 i} + \sigma_2^2 \cdot \frac{1}{1 + \text{tg}^2 i}$$

$$\text{Mit } n = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}; \quad \text{tg } i = \frac{BC}{AC}; \quad \text{tg } i' = \frac{\sigma_2 \cdot \cos i}{\sigma_1 \cdot \sin i}, \text{ also}$$

$$(5) \quad \text{tg } i' = \frac{1}{n \cdot \text{tg } i}$$

erhält man nach leichter Zwischenrechnung:

$$(6) \quad \sigma = \sigma_2 \sqrt{\frac{1 + n^2 \cdot \text{tg}^2 i}{1 + \text{tg}^2 i}} = \sigma_1 \sqrt{\frac{1 + \text{tg}^2 i'}{1 + n^2 \cdot \text{tg}^2 i'}}$$

Hiernach kann man σ sowohl aus der Flächenrichtung i als auch aus der Spannungsrichtung i' berechnen.

Zur Berechnung der Spannungsneigung δ kann man aus Abb. 12 ablesen:

$$(7a) \quad \delta + i + i' = 90^\circ \quad \text{oder} \quad \delta = 90^\circ - (i + i')$$

und findet damit:

$$\text{tg } \delta = \text{cotg } (i + i') = \frac{1}{\text{tg } (i + i')} = \frac{1 - \text{tg } i \cdot \text{tg } i'}{\text{tg } i + \text{tg } i'}$$

oder mit Rücksicht auf Gl. (5):

$$(7b) \quad \text{tg } \delta = \frac{(n - 1) \text{tg } i}{1 + n \cdot \text{tg}^2 i} = \frac{(n - 1) \text{tg } i'}{1 + n \cdot \text{tg}^2 i'}$$

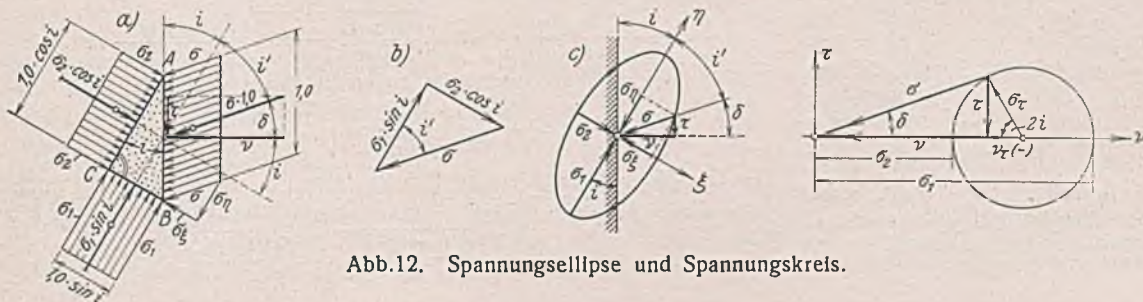


Abb. 12. Spannungselipse und Spannungskreis.

Für die Berechnung von $\text{tg } \delta$ ist es hiernach gleichgültig, ob man i oder i' in die Formel einsetzt.

Bisher sind die beiden Hauptspannungen als bekannt vorausgesetzt. Die unbekannt GröÙen σ (bzw. ν und τ) lassen sich dann für beliebige Flächen- oder Spannungsrichtungen aus Gl. (3), (6) u. (7b) berechnen. Bei den meisten Aufgaben dieser Art ist aber GröÙe und Richtung der Spannung auf eine beliebige Fläche gegeben (Abb. 13) und alles andere gesucht. Für diesen Fall müssen wir deshalb vor allen Dingen die Gleichungen für die unbekannt GröÙen ableiten.

Aus Gl. (7b) kann man $\text{tg } i$ als Funktion von $m = \text{tg } \delta$ wie folgt errechnen:

$$m + n m \cdot \text{tg}^2 i = (n - 1) \text{tg } i$$

$$(8) \quad n \cdot \text{tg}^2 i = (n - 1) \frac{\text{tg } i}{m} - 1$$

$$\text{tg}^2 i = \frac{n - 1}{n m} \cdot \text{tg } i - \frac{1}{n}$$

$$\text{tg } i = \frac{n - 1}{2 n m} \mp \sqrt{\left(\frac{n - 1}{2 n m}\right)^2 - \frac{1}{n}}$$

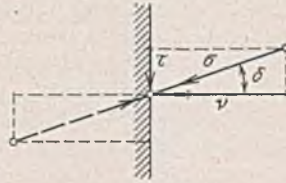


Abb. 13.

Diese äußerst wichtige Gleichung, die uns sozusagen den Schlüssel gibt für die Herleitung der weiteren Zusammenhänge, ist von Krey abgeleitet worden²²⁾. Wir schreiben sie mit Rücksicht auf spätere Ergänzungen in der Form:

$$(9) \quad m \sqrt{n} \cdot \text{tg } i = \frac{n - 1}{2 \sqrt{n}} \mp \sqrt{\left(\frac{n - 1}{2 \sqrt{n}}\right)^2 - m^2}$$

Um diese Gleichung näher kennenzulernen, sind in der nachstehenden Tabelle 1 einige berechnete Werte aufgeführt und in Abb. 14 zu einer Kurve aufgetragen.

Tabelle 1 für $\sqrt{n} \cdot \text{tg } i$.

$\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_1$	$\frac{2m\sqrt{n}}{n-1}$	$\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_2$	$\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_1$	$\frac{2m\sqrt{n}}{n-1}$	$\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_2$	$\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_1$	$\frac{2m\sqrt{n}}{n-1}$	$\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_2$
0,025 02	0,05	39,975	0,208 71	0,40	4,7913	0,451 42	0,75	2,2152
0,050 13	0,10	19,950	0,237 71	0,45	4,2067	0,500 00	0,80	2,0000
0,075 43	0,15	13,258	0,267 95	0,50	3,7321	0,556 74	0,85	1,7962
0,101 02	0,20	9,8990	0,299 70	0,55	3,3367	0,626 79	0,90	1,5954
0,127 02	0,25	7,8730	0,333 33	0,60	3,0000	0,723 95	0,95	1,3813
0,153 54	0,30	6,5131	0,369 33	0,65	2,7076	0,817 35	0,98	1,2235
0,180 72	0,35	5,5336	0,408 37	0,70	2,4488	0,867 61	0,99	1,1526

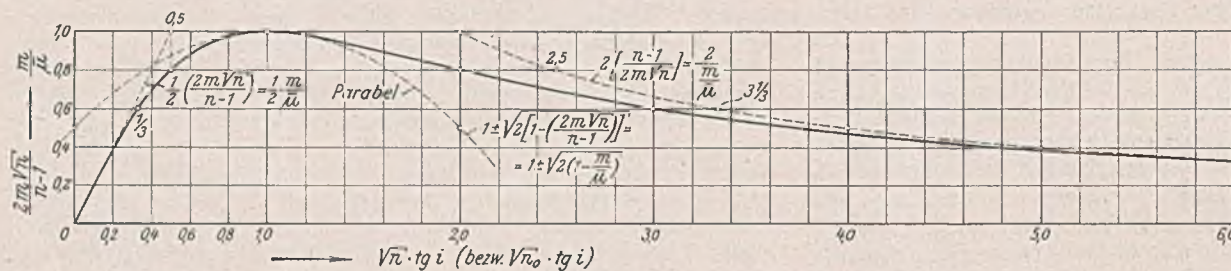


Abb. 14. Darstellung der Gleichung 9 (bzw. 22 u. 22').

Mit i_1 ist dabei der kleinere der beiden i -Werte bezeichnet. Man ersieht aus der Tabelle und Abb. 14, daß die Werte $\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_1$ immer kleiner als 1,0, die Werte $\sqrt{n} \cdot \text{tg } i_2$ dagegen immer größer als 1,0 sind.

Für $m = 0$ ($\delta = 0$) ist $i_1 = 0$ und $i_2 = 90^\circ$, während für $\frac{2m\sqrt{n}}{n-1} = 1,0$

$\text{tg } i_1 = \text{tg } i_2 = \frac{1}{\sqrt{n}}$ ist. In Abb. 14 sind noch eingezeichnet die Tangente im Punkte $m = 0$, die Schmiegungsparabel im Punkte $\sqrt{n} \cdot \text{tg } i = 1$ und die Näherungshyperbel für große Werte $\text{tg } i_2$.

Die Bedeutung der beiden Werte i_1 und i_2 können wir uns an Abb. 15 klarmachen, die für zwei zusammengehörige Werte i_1 und i_2 das Kräftebild zeigt. Man erkennt ohne weiteres, daß die Spannung σ für den Fall der Auftragung von i_1 (Abb. 15a) der GröÙe nach zur Hauptsache von der kleineren Hauptspannung σ_2 bestimmt wird, während für den Fall der Auftragung von i_2 (Abb. 15b) σ der größeren Hauptspannung σ_1 nahekommt. Denken wir also an die Grenzzustände des Gleichgewichts, so wird i_1 dem Zustande des aktiven Erddruckes, i_2 dagegen dem Zustande des Erdwiderstandes entsprechen²³⁾. Um in unseren Formeln vor Verwechselungen sicher zu sein, treffen wir für die weiteren Untersuchungen die Vorschrift, daß bei Formeln mit doppeltem Vorzeichen das obere

Vorzeichen immer für den (aktiven) Erddruck und das untere Vorzeichen immer für den Erdwiderstand gilt. Diese Festlegung ist in Gl. (9) schon beachtet.

In Gl. (7b) war es gleichgültig, ob i oder i' eingesetzt wurde. Aus diesem Grunde muß Gl. (9) auch für i' gelten. Da jedoch i und i' verschiedene Werte haben (s. Abb. 12), so kann nur sein

$$(10) \quad i_1' = i_2 \quad \text{und} \quad i_2' = i_1.$$

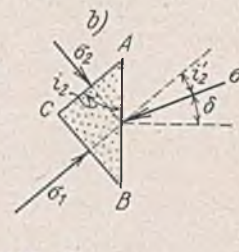
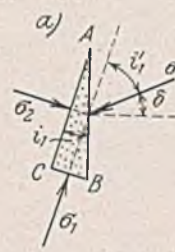


Abb. 15.

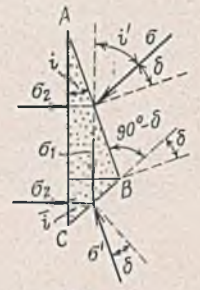


Abb. 16.

Unter Beachtung von Gl. (5) hat man hiernach:

$$\text{tg } i_2 = \text{tg } i_1' = \frac{1}{n \cdot \text{tg } i_1}$$

oder

$$(11) \quad \text{tg } i_1 \cdot \text{tg } i_2 = \frac{1}{n}$$

Es sei jetzt das Verhältnis der paarweise zusammengehörigen Spannungen (vgl. Abb. 9) ermittelt, um die eine Spannung aus der anderen berechnen zu können. Hierzu denken wir uns zur Abb. 9 noch die Hauptspannungsflächen hinzugefügt, wie es in Abb. 16 dargestellt ist, in der der Einfachheit halber nicht die ganzen Seitenkräfte, sondern nur die Spannungen belbeschrieben sind. Aus Abb. 16 ist abzulesen:

$$i = 180^\circ - (90^\circ + \delta) - i = 90^\circ - \delta - i,$$

was mit Rücksicht auf Gl. (7a) $i = i'$ liefert. Damit kann unter sinngemäÙer Anwendung der Gl. (6) angeschrieben werden:

$$\sigma' = \sigma_2 \sqrt{\frac{1 + n^2 \cdot \text{tg}^2 i'}{1 + \text{tg}^2 i'}}$$

$$\text{und} \quad \sigma = \sigma_2 \sqrt{\frac{1 + n^2 \cdot \text{tg}^2 i}{1 + \text{tg}^2 i}}$$

womit weiter unter Beachtung der Gl. (5) erhalten wird:

$$(12a) \quad \frac{\sigma'}{\sigma} = n \cdot \frac{1 + \text{tg}^2 i}{1 + n^2 \cdot \text{tg}^2 i}$$

und unter Einsetzung von $\text{tg}^2 i$ nach Gl. (8):

$$(12b) \quad \frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{\nu'}{\nu} = \frac{\text{tg } i + m}{n \cdot \text{tg } i - m}$$

Setzt man hierin $\text{tg } i$ nach Gl. (9) ein, so hat man zunächst:

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1}{n} \cdot \frac{\frac{n-1}{2\sqrt{n}} + m^2 \sqrt{n} \mp \sqrt{\frac{(n-1)^2}{4n} - m^2}}{\frac{n-1}{2\sqrt{n}} - \frac{m^2}{\sqrt{n}} \mp \sqrt{\frac{(n-1)^2}{4n} - m^2}}$$

und nach Erweiterung mit $\left(\frac{n-1}{2\sqrt{n}} - \frac{m^2}{\sqrt{n}} \pm \sqrt{\frac{(n-1)^2}{4n} - m^2}\right)$:

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1}{1 + m^2} \left[\frac{(n-1)^2}{2n} - m^2 + 1 \pm \left(\sqrt{n} + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \sqrt{\frac{(n-1)^2}{4n} - m^2} \right]$$

Nun ist

$$\sqrt{n} + \frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{n+1}{\sqrt{n}} \quad \text{und} \quad \frac{(n+1)^2}{4n} - \frac{(n-1)^2}{4n} = 1,$$

so daß man auch schreiben kann:

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1}{1 + m^2} \left[\frac{(n+1)^2}{4n} \pm \sqrt{\frac{(n-1)^2}{4n} - m^2} + \frac{(n-1)^2}{4n} - m^2 \right]$$

Da die Klammer ein Quadrat ist, so erhält man schließlich:

$$(13) \quad \frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{\nu'}{\nu} = \frac{1}{1 + m^2} \left[\frac{n+1}{2\sqrt{n}} \pm \sqrt{\frac{(n-1)^2}{4n} - m^2} \right]^2$$

Die Hauptspannungen sind jetzt leicht zu errechnen. Man findet im Hinblick auf Abb. 16 und Gl. (6), wenn man noch Gl. (12a) beachtet:

$$\sigma_2 = \sigma \sqrt{\frac{1 + \text{tg}^2 i}{1 + n^2 \cdot \text{tg}^2 i}} = \sigma \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \frac{\sigma'}{\sigma}}$$

²²⁾ H. Krey, Erddruck, Erdwiderstand, 3. Aufl., S. 29; 4. Aufl., S. 34.

²³⁾ Für den Fall des natürlichen Erddruckes ist auch i_1 einzusetzen, doch ist das Hauptspannungsverhältnis n für diesen Fall bedeutend kleiner als für den Grenzzustand.

oder

$$(14) \quad \sigma_2 = \frac{1}{n} \cdot \sigma_1 = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma}} = \frac{\sigma'}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma'}}$$

Schließlich sei noch das Verhältnis der Normalspannungen in zueinander senkrecht stehenden Flächen berechnet (Abb. 17). Zunächst ist:

$$\tau'' = \tau = m \nu$$

und weiter als Bedingung des Gleichgewichts in Richtung σ' :

$$\nu'' = \sigma' \sqrt{1 + m^2} + \tau m = \nu' (1 + m^2) + \nu m^2$$

oder

$$(15) \quad \frac{\nu''}{\nu'} = m^2 + (1 + m^2) \frac{\nu'}{\nu'}$$

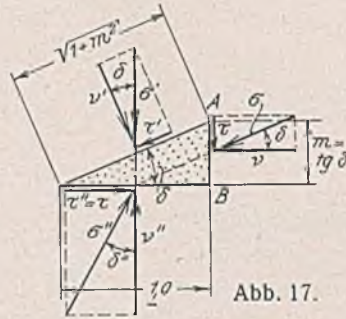


Abb. 17.

Der Rankinesche Spannungszustand ist in der Nähe der Oberfläche eines unter dem Winkel β geneigten ebenen Geländes vorhanden, wenn der Aufbau des Bodens gleichmäßig ist und auf der Oberfläche keine örtlich begrenzten Auflasten wirken. In Abb. 18 ist dieser Zustand vorausgesetzt und ein von zwei lotrechten Flächen und einer zur Oberfläche gleichlaufenden Fläche begrenzter Erdkörper hervorgehoben, um dessen Gleichgewicht zu betrachten. Zunächst ist leicht einzusehen, daß die in den lotrechten Flächen wirkenden Erddrücke E' und E'' einander gleich sein müssen, da unter den getroffenen Voraussetzungen der Erddruck nur eine Funktion der Tiefe h sein kann, von der Lage der lotrechten Fläche also unabhängig ist. Da die Erddrücke sich also gegenseitig aufheben, so folgt weiter, daß die Spannung σ' auf die zur Oberfläche gleichlaufende Fläche lotrecht gerichtet sein muß, denn nur dann kann sie dem Erdgewicht oberhalb dieser Fläche das Gleichgewicht halten. Man kann auch in umgekehrter Reihenfolge schließen, wenn man die Breite b des lotrechten Erdkörpers sehr groß annimmt im Vergleich zur Höhe h . Dann verschwindet nämlich der Einfluß der seitlichen Erddrücke auf das Gleichgewicht des in Betracht gezogenen Erdkörpers, woraus ohne weiteres die lotrechte Richtung von σ' folgt. Aus dieser lotrechten Richtung von σ' folgt dann weiter die Gleichheit von E' und E'' . — Nach dem an Hand der Abb. 9 bewiesenen Satze von der Gleichheit der Spannungsneigungen für Flächenrichtungen, die den Winkel $90^\circ - \delta$ miteinander bilden, müssen die Erddruckspannungen σ ebenfalls den Neigungswinkel $\delta = \beta$ haben, so daß der Erddruck auf eine lotrechte Fläche gleichlaufend zur Oberfläche wirkt.

Das Gewicht des in Abb. 18 abgegrenzten Erdkörpers ist $G = \gamma h b$, wenn γ das Raumeinheitsgewicht des Bodens angibt. Diesem Gewicht halten die Spannungen σ' auf der Fläche $1,0 b \sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta}$ das Gleichgewicht, woraus folgt:

$$\sigma' b \sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta} = G = \gamma h b$$

oder

$$(16) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma' = \frac{\gamma h}{\sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta}} \\ \text{und für die Normalspannung:} \\ \nu' = \frac{\gamma h}{1 + \text{tg}^2 \beta} \end{array} \right.$$

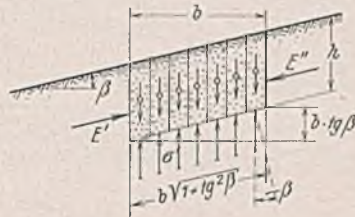


Abb. 18.

Wir haben hier den oben schon Rankineschen Spannungszustand. erwähnten Fall vor uns, daß für eine Fläche die Größe und Neigung der Spannung bekannt ist, und können daher nach den Formeln (9), (13), (14) und (15) die übrigen unbekanntenen Werte berechnen, insbesondere nach Gl. (13) die Größe des Erddruckes E . Hierzu muß allerdings das Spannungsverhältnis $n = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ bekannt sein, was bislang stillschweigend vorausgesetzt wurde. Für die Grenzzustände des Gleichgewichts ist aber n zu errechnen, wie weiter unten noch gezeigt wird.

Zur Bestimmung des Erddruckes auf Wände ist der Rankinesche Spannungszustand nicht so ohne weiteres zu verwenden, da die oben dargelegten Voraussetzungen für diesen Fall nicht mehr erfüllt sind.

Selbst wenn die Wand nicht hinterfüllt wurde (z. B. unverankerte Spundwand mit nachträglichem Bodenaushub), wenn also mit einigermaßen einheitlichem Boden gerechnet werden kann, wird der Druck auf die Wand nach Größe und Richtung meist nicht mit dem Rankineschen Zustände übereinstimmen, da durch die Wand eine „Störung“ eintritt, die andere Verhältnisse schaffen kann und auch meist schaffen wird. Wie der Übergang dieses Wanddruck-Spannungs-

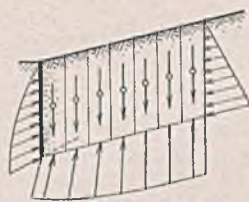


Abb. 19. Der Erddruck auf Wände stimmt meistens nicht mit dem des Rankineschen Zustandes überein.

zustandes in den Rankineschen Spannungszustand etwa zu denken ist, möge Abb. 19 veranschaulichen.

Die bisherigen Ableitungen über das Spannungsgleichgewicht gelten ohne Rücksicht darauf, ob der Grenzzustand des Gleichgewichts vorhanden ist oder nicht. Für die weiteren Darlegungen werde dagegen angenommen, daß der Grenzzustand vorliegt.

b) Der Boden besitzt nur Reibung, aber keine Gleitfestigkeit (Kohäsion).

In diesem Falle tritt in den „Gleitflächen“ die größtmögliche Spannungsneigung $\delta_{\text{max}} = \rho$ auf. Der zugehörige Flächenwinkel (zwischen Gleitfläche und größter Hauptspannung) sei mit i_ρ bezeichnet. Für i_ρ nimmt demnach m den Größtwert μ an. Man findet daher i_ρ durch Differenzieren der Gl. (7b) nach i oder $\text{tg } i$ und Nullsetzen des Differentialquotienten:

$$(17) \quad \frac{d m}{d(\text{tg } i)} = (n-1) \frac{1 + n \cdot \text{tg}^2 i - 2 n \cdot \text{tg}^2 i}{(1 + n \cdot \text{tg}^2 i)^2} = \frac{1 - n \cdot \text{tg}^2 i}{(1 + n \cdot \text{tg}^2 i)^2} = 0$$

$$\text{tg}^2 i_\rho = \frac{1}{n} \quad \text{tg } i_\rho = \frac{1}{(\pm) \sqrt{n}}$$

Das doppelte Vorzeichen bezieht sich in diesem Falle allerdings nicht auf die beiden Grenzfälle Erddruck und Erdwiderstand, sondern — wie man leicht erkennt — auf das paarweise Auftreten der Gleitflächen, das übrigens auch aus dem paarweisen Auftreten der Spannungsneigungen δ ohne weiteres folgt. — Nach Gl. (5) ist nun weiter:

$$\text{tg } i_\rho' = \frac{1}{n \cdot \text{tg } i_\rho} = \frac{1}{\sqrt{n}} = \text{tg } i_\rho, \text{ also } i_\rho' = i_\rho$$

und nach Gl. (7a):

$$(18) \quad i_\rho + i_\rho' = 2 i_\rho = 90^\circ - \rho \text{ oder } i_\rho = i_\rho' = 45^\circ - \frac{\rho}{2}$$

Die Gleitflächen verlaufen also unter dem Winkel $45^\circ - \frac{\rho}{2}$ zu den Richtungen der größten Hauptspannungen (Abb. 20).

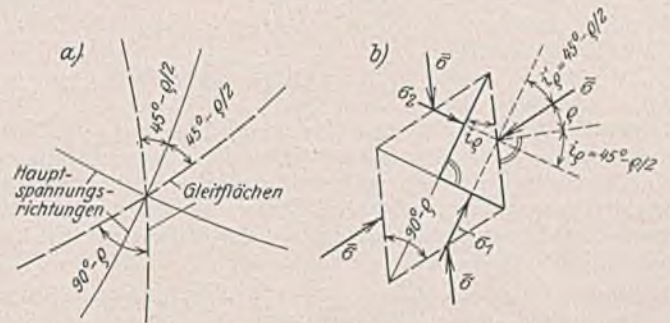


Abb. 20. Paarweise vorhandene Gleitflächen.

Die Einsetzung von Gl. (17) in Gl. (7b) liefert²⁴⁾

$$(19) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{n-1}{2 \sqrt{n}} \\ \text{und umgekehrt: } n = (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu)^2 \end{array} \right.$$

Das Spannungsverhältnis n ist also für den Grenzzustand ohne weiteres gegeben und nur von der durch μ gegebenen inneren Reibung abhängig.

Da nach Gl. (17) und (18) $\frac{1}{\sqrt{n}} = \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$ ist, so gilt auch:

$$(20) \quad n = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$$

Man findet leicht noch folgende, oftmals nützlich anzuwendende Zusammenhänge:

$$(21) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{n} = \sqrt{1 + \mu^2} + \mu \\ \frac{1}{\sqrt{n}} = \sqrt{1 + \mu^2} - \mu \\ n = (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu)^2 = 1 + 2 \mu \sqrt{n} \\ \frac{1}{n} = (\sqrt{1 + \mu^2} - \mu)^2 = 1 - \frac{2 \mu}{\sqrt{n}} \\ \sqrt{n} - \frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{n-1}{\sqrt{n}} = 2 \mu \\ \sqrt{n} + \frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{n+1}{\sqrt{n}} = 2 \sqrt{1 + \mu^2} \end{array} \right.$$

Die zweitletzte dieser Formeln setzen wir in Gl. (9) ein und finden die Gleichung:

$$(22) \quad m \sqrt{n} \cdot \text{tg } i = \mu \mp \sqrt{\mu^2 - m^2},$$

deren Einfachheit wohl nicht mehr überboten werden kann. An Stelle des Verhältnisses $\frac{2 m \sqrt{n}}{n-1}$ in Abb. 14 tritt also das Verhältnis $\frac{m}{\mu}$.

²⁴⁾ Krey, Erddruck, 3. Aufl., S. 28; 4. Aufl., S. 33.

Bisher sind nur positive m -Werte in Betracht gezogen. Es kommen jedoch auch negative m -Werte vor, wie noch gezeigt werden wird, so daß man sich — wie auch Krey gezeigt hat — mit folgenden vier Grenzzuständen beschäftigen muß:

1. Erddruck (E_a) für $m > 0$
2. Erddruck (E_a) für $m < 0$
3. Erdwiderstand (E_p) für $m > 0$
4. Erdwiderstand (E_p) für $m < 0$.

Da jedoch der Gleichgewichtszustand eines kleinen Erd-elementes von der Lage im Raume unabhängig ist, so sieht man leicht ein, daß die Darstellung des Spannungszustandes für negatives m das Spiegelbild der Darstellung für positives m sein muß, wenn als Drehachse die Normale der Fläche genommen wird. In Abb. 21 sind daraufhin sämtliche vier Erddruckfälle einschließlich der Hauptspannungs- und Gleitflächenrichtungen dargestellt. Vergleichsweise und zur besseren Einprägung der Gleitflächenlage ist auch jedesmal der entsprechende Rankinesche Erddruckfall aufgezeichnet. Um den Winkel i in jedem Falle richtig zu berechnen und anzutragen, kann man sich folgende Regeln merken, die aus Abb. 21 abzulesen sind:

1. Für den (aktiven) Erddruck ist — absolut genommen — immer der kleinere der beiden i -Werte anzutragen (i_1), für den Erdwiderstand immer der größere (i_2).
2. Der Winkel i ist nach der Seite hin anzutragen, nach der ein Pendel ausschlagen würde, wenn es einen Stoß im Sinne des waagerechten Teiles der Gleitbewegung erhalten würde (bei negativem m ist nach Gl. (22) auch i negativ, also entgegengesetzt anzutragen).

In Abb. 21 sind zur Festlegung der Gleitflächenrichtungen die drei Winkel ω , $\bar{\omega}$ und ϑ benutzt, und zwar bezeichnet ω den Wandwinkel der Gleitflächen, die mit der untersten Gleitfläche im Rankineschen Erddruckfall gleichlaufen (nach Krey die eigentlichen Gleitflächen), $\bar{\omega}$ den Wandwinkel der übrigen Gleitflächen (Pseudogleitflächen nach Krey) und ϑ (ähnlich wie bei Krey) den Winkel der eigentlichen Gleitflächen gegen die Waagerechte beim Rankineschen Fall (oder allgemein den Winkel zur Wandnormalen). Aus Abb. 21 ist abzulesen:

$$(23) \left\{ \begin{array}{l} \text{für } E_a \text{ und } m > 0: \\ \omega = 45^\circ - \frac{\rho}{2} + i_1; \bar{\omega} = 45^\circ - \frac{\rho}{2} - i_1; \vartheta = 45^\circ + \frac{\rho}{2} - i_1 \\ \text{für } E_a \text{ und } m < 0: \\ \omega = 45^\circ - \frac{\rho}{2} - |i_1|; \bar{\omega} = 45^\circ - \frac{\rho}{2} + |i_1|; \vartheta = 45^\circ + \frac{\rho}{2} + |i_1| \\ \text{für } E_p \text{ und } m > 0: \\ \omega = 135^\circ + \frac{\rho}{2} - i_2; \bar{\omega} = i_2 - (45^\circ - \frac{\rho}{2}); \vartheta = i_2 - (45^\circ + \frac{\rho}{2}) \\ \text{für } E_p \text{ und } m < 0: \\ \omega = |i_2| - (45^\circ - \frac{\rho}{2}); \bar{\omega} = 135^\circ + \frac{\rho}{2} - i_2; \vartheta = (135^\circ - \frac{\rho}{2}) - |i_2|. \end{array} \right.$$

Mit den Formeln:

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) = \frac{1}{\sqrt{n}}, \quad \operatorname{tg} (\alpha + \beta) = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}$$

erhält man hieraus leicht folgende Zusammenhänge:

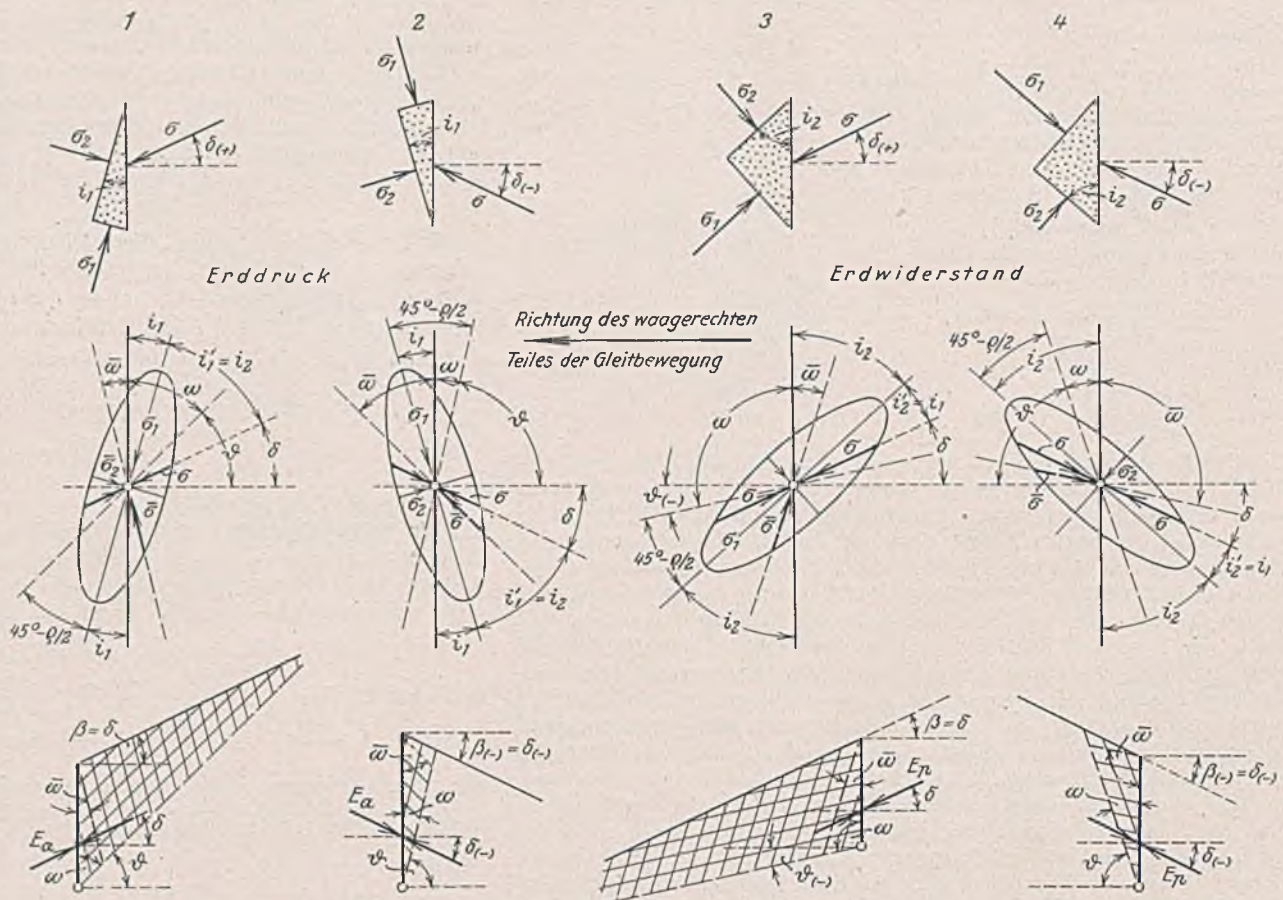


Abb. 21. Richtung der Hauptspannungen und Gleitflächen für die vier Grenzzustände des Erddruckes.

$$(24) \left\{ \begin{array}{l} \text{für } E_a \text{ und } m > 0: \\ \operatorname{tg} \omega = \frac{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i_1}{\sqrt{n} - \operatorname{tg} i_1} \quad \operatorname{tg} \bar{\omega} = \frac{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i_1}{\sqrt{n} + \operatorname{tg} i_1} \\ \operatorname{tg} \vartheta = \frac{\sqrt{n} - \operatorname{tg} i_1}{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i_1} \\ \text{für } E_a \text{ und } m < 0: \\ \operatorname{tg} \omega = \frac{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} |i_1|}{\sqrt{n} + \operatorname{tg} |i_1|} \quad \operatorname{tg} \bar{\omega} = \frac{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} |i_1|}{\sqrt{n} - \operatorname{tg} |i_1|} \\ \operatorname{tg} \vartheta = \frac{\sqrt{n} + \operatorname{tg} |i_1|}{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} |i_1|} \\ \text{für } E_p \text{ und } m > 0: \\ \operatorname{tg} \omega = -\frac{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i_2}{\sqrt{n} - \operatorname{tg} i_2} \quad \operatorname{tg} \bar{\omega} = -\frac{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i_2}{\sqrt{n} + \operatorname{tg} i_2} \\ \operatorname{tg} \vartheta = -\frac{\sqrt{n} - \operatorname{tg} i_2}{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i_2} \\ \text{für } E_p \text{ und } m < 0: \\ \operatorname{tg} \omega = -\frac{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} |i_2|}{\sqrt{n} + \operatorname{tg} |i_2|} \quad \operatorname{tg} \bar{\omega} = -\frac{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} |i_2|}{\sqrt{n} - \operatorname{tg} |i_2|} \\ \operatorname{tg} \vartheta = -\frac{\sqrt{n} + \operatorname{tg} |i_2|}{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} |i_2|} \end{array} \right.$$

Man kann also allgemein schreiben:

$$(25) \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \omega = \pm \frac{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i}{\sqrt{n} - \operatorname{tg} i} \quad \operatorname{tg} \bar{\omega} = \pm \frac{1 - \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i}{\sqrt{n} + \operatorname{tg} i} \\ \operatorname{tg} \vartheta = \pm \frac{\sqrt{n} - \operatorname{tg} i}{1 + \sqrt{n} \cdot \operatorname{tg} i} = \operatorname{cotg} \omega. \end{array} \right.$$

Setzt man in die erste dieser Gleichungen $\operatorname{tg} i$ aus Gl. (22) ein, so erhält man:

$$\operatorname{tg} \omega = \pm \frac{1 + \frac{m}{\mu} \mp \frac{1}{m} \sqrt{\mu^2 - m^2}}{n - \frac{\mu}{m} \pm \frac{1}{m} \sqrt{\mu^2 - m^2}} \sqrt{n}$$

und nach Erweiterung mit $1 + \frac{\mu}{m} \pm \frac{1}{m} \sqrt{\mu^2 - m^2}$ und leichter Zwischenrechnung:

$$(26) \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{cotg} \omega = \operatorname{tg} \vartheta = + \frac{n+1}{2\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\mu-m}{\mu+m}} \pm \frac{n-1}{2\sqrt{n}} \\ \operatorname{cotg} \bar{\omega} = + \frac{n+1}{2\sqrt{\mu}} \sqrt{\frac{\mu+m}{\mu-m}} \pm \frac{n-1}{2\sqrt{\mu}} \end{array} \right.$$

Die letzte Formel findet man auf demselben Wege. Die Gl. (26) lassen sich noch weiter vereinfachen, wenn man die Formeln (21) benutzt:

$$(27) \quad \begin{cases} \cotg \omega = \operatorname{tg} \vartheta \pm \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\mu - m}{\mu + m} \pm \mu} \\ \cotg \omega = \pm \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\mu + m}{\mu - m} \pm \mu} \end{cases}$$

Für das Verhältnis der paarweise zusammengehörigen Spannungen (vgl. Abb. 9 u. 16) erhält man aus Gl. (13) unter Beachtung von Gl. (21) unmittelbar:

$$(28) \quad \frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{r'}{r} = \frac{1}{1 + m^2} (\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2})^2$$

Für Erddruckberechnungen nach Rankine braucht man das umgekehrte Verhältnis:

$$(28a) \quad \frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{r}{r'} = \frac{1 + m^2}{(\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2})^2}$$

das man durch passende Erweiterung des Nenners leicht umformen kann in:

$$(28b) \quad \frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{r}{r'} = \frac{1}{1 + m^2} (\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - m^2})^2$$

Die Hauptspannungen findet man aus Gl. (14) unter Einsetzung von Gl. (28) zu

$$(29) \quad \frac{\sigma_1}{\sqrt{n}} = \sqrt{n} \sigma_2 = (\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - m^2}) r' = (\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2}) r$$

Von Interesse sind noch die Gleitflächenspannungen $\bar{\sigma}$. Man findet sie durch Einsetzen von Gl. (17) in Gl. (6) zu:

$$(29a) \quad \bar{\sigma} = \sqrt{n} \sigma_2$$

Die Normalspannung \bar{r} in der Gleitfläche erhält man aus Gl. (18), (3) u. (29):

$$\begin{aligned} \bar{r} &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin \varrho \\ &= (\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - m^2}) r' \left(\frac{\sqrt{n} + \frac{1}{\sqrt{n}}}{2} - \frac{\sqrt{n} - \frac{1}{\sqrt{n}}}{2} \cdot \frac{\mu}{\sqrt{1 + \mu^2}} \right) \\ &= (\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - m^2}) \left(\sqrt{1 + \mu^2} - \frac{\mu^2}{\sqrt{1 + \mu^2}} \right) r' \end{aligned}$$

oder

$$(29b) \quad \bar{r} = \left(1 \mp \sqrt{\frac{\mu^2 - m^2}{1 + \mu^2}} \right) r' = \left(1 \pm \sqrt{\frac{\mu^2 - m^2}{1 + \mu^2}} \right) r$$

Für das Verhältnis der Normalspannungen in zueinander senkrecht stehenden Flächen liefern Gl. (15) u. (28):

$$(30) \quad \frac{r''}{r'} = m^2 + (\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2})^2$$

Die letztere Gleichung leistet uns bei der Aufstellung der Differentialgleichungen des Grenzgleichgewichtes wertvolle Dienste, wie noch gezeigt wird.

Die Gl. (27) bis (30) sind wesentlich einfacher als die bislang bekannten Formeln, die nachstehend zum Vergleich angeführt sind. Von der Kreyschen Formel (9) abgesehen, aus der sich ϑ mit Hilfe der bekannten Zusammenhänge Gl. (23) ermitteln läßt, gibt Winkler für die Gleitflächelage die Gleichung²⁵⁾

$$\cos(2\nu \mp \varrho \pm \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varrho}$$

wo ν den Winkel zwischen Gleitfläche und Spannungsrichtung bezeichnet. Aus Abb. 21 ist abzulesen: $\nu = \vartheta \mp \delta$, so daß auch geschrieben werden kann:

$$\cos(2\vartheta \mp \varrho \mp \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varrho}$$

Nach Müller-Breslau (S. 113) gilt mit unseren Bezeichnungen:

$$\vartheta = 45^\circ \pm \frac{\varrho + \delta}{2} - \frac{1}{2} \cdot \arcsin \frac{\sin \delta}{\sin \varrho}$$

An Stelle von Gl. (28b) gibt Rankine die Formel²⁶⁾:

$$\frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{\cos \delta \mp \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varrho}}{\cos \delta \pm \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \varrho}}$$

und für die Hauptspannungen seines Erddruckfalles:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma h (1 + \sin \varrho)}{\cos \beta \pm \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varrho}}; \quad \sigma_2 = \frac{\gamma h (1 - \sin \varrho)}{\cos \beta \pm \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varrho}}$$

Für die letzteren Formeln erhalten wir nach Gl. (16) u. (29) mit $m = b = \operatorname{tg} \beta$:

$$(31) \quad \frac{\sigma_1}{\sqrt{n}} = \sqrt{n} \sigma_2 = (\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - b^2}) \frac{\gamma h}{1 + b^2}$$

Da für den Rankineschen Fall der Wert m gleichbleibend ist, so folgt aus Gl. (27) noch die bekannte Tatsache der ebenen Gleitflächen.

²⁵⁾ E. Winkler, Neue Theorie des Erddruckes, S. 20 u. 21.

²⁶⁾ Nach Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, S. 48 u. 49.

Den waagerechten Teil des Erddruckes für den Rankineschen Sonderfall erhält man nach Gl. (16) u. (28b) zu

$$(32) \quad r = \left(\frac{\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - b^2}}{1 + b^2} \right) \gamma h,$$

also im ganzen:

$$(32a) \quad E_w = \left(\frac{\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - b^2}}{1 + b^2} \right)^2 \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

Danach ist der Erddruck für den Rankineschen Erddruckfall (ohne Auflast) nach der Tiefe zu dreieckförmig verteilt. Daß für diese dreieckförmige Verteilung bestimmte Voraussetzungen erfüllt sein müssen, wird im Abschnitt III gezeigt werden.

Bezeichnet man das Quadrat der Klammer nach Gl. (32) mit λ , so kann man auch schreiben:

$$(32b) \quad \lambda = \left(\frac{\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - b^2}}{1 + b^2} \right)^2$$

$$(33) \quad E_w = \lambda \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

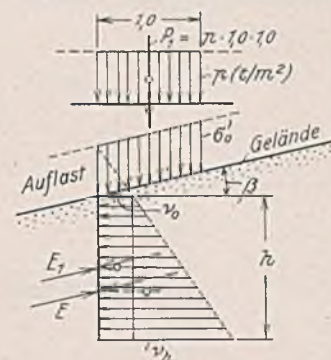


Abb. 22.

Rankinesche Erddruckverteilung für Reibungs Erde mit Auflast.

λ kann als Seitendruckzahl oder auch als Verhältniswert des (waagerechten) Erddruckes bezeichnet werden. Die Zahl λ weicht von der Kreyschen Bezeichnungsweise etwas ab, weil λ auf den waagerechten Teil des Erddruckes bezogen ist.

Ist auf der Geländeoberfläche noch eine Auflast p je Flächeneinheit — auf die waagerechte Ebene bezogen (vgl. Abb. 22) — vorhanden, so wirken in der Oberfläche die lotrechte Spannung $\sigma'_0 = \frac{p}{1 + b^2}$ und

die Normalspannung $r'_0 = \frac{p}{1 + b^2}$, mithin nach Gl. (28b) und Gl. (33) der waagerechte Seitendruck:

$$(33a) \quad r_0 = \left(\frac{\sqrt{1 + \mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - b^2}}{1 + b^2} \right)^2 \cdot p = \lambda p$$

In der Tiefe h ist $r'_h = \frac{p + \gamma h}{1 + b^2}$, mithin r_h nach Abb. 22:

$$(33b) \quad r_h = \lambda p + \lambda \gamma h$$

Der von der Auflast für den Grenzzustand erzeugte Seitendruck ist mithin nach einem Rechteck mit der Druckordinate nach Gl. (33a) verteilt.

c) Der Boden besitzt Reibung und Gleitfestigkeit.

Winkler hat gezeigt, daß auch für diesen Fall die Winkel zwischen Gleitflächen und größten Hauptspannungen $45^\circ - \frac{\varrho}{2}$ betragen:

$$(18') \quad i_\varrho = i'_\varrho = 45^\circ - \frac{\varrho}{2}$$

Sein Beweis ist folgender:

Für jedes nicht in einer Gleitfläche liegende Flächenelement muß

$$\tau < k + \mu \nu \quad \text{oder} \quad \frac{k + \mu \nu}{\tau} > 1$$

sein; für die Gleitfläche muß demnach $\frac{k + \mu \nu}{\tau}$ einen Kleinstwert annehmen. Das tritt ein für

$$\tau \cdot \frac{d}{d i} (k + \mu \nu) - (k + \mu \nu) \frac{d \tau}{d i} = 0$$

oder für

$$\tau \mu d \nu - (k + \mu \nu) d \tau = 0$$

Für die Gleitfläche ist gleichzeitig $\tau = k + \mu \nu$, so daß man erhält

$$\frac{d \tau}{d \nu} = \mu$$

Nach Gl. (3) ist nun:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d \tau}{d i} &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos 2 i \\ \frac{d \nu}{d i} &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin 2 i \end{aligned} \right\} \frac{d \tau}{d \nu} = \cotg 2 i,$$

also $\cotg 2 i_\varrho = \operatorname{tg} \varrho$ oder $i_\varrho = 45^\circ - \frac{\varrho}{2}$.

Die Lage der Gleitflächen zu den Hauptrichtungen ist demnach unabhängig von der Gleitfestigkeit. Der Neigungswinkel δ ist in einigen Flächenrichtungen noch etwas größer als ϱ ; die dort aufzunehmende Gesamtschubkraft ist aber kleiner als die Gleitspannung $k + \mu \nu$.

Für das praktische Rechnen mit angenommenen Gleitflächenformen (z. B. für ebene oder kreisförmige Gleitflächen u. dgl.) ist noch folgende Feststellung nützlich: Denkt man sich in einem beliebigen Flächenelement die Schubspannung durch gewisse Anteile des im Falle der Gleitung verfügbaren Schubwiderstandes $k + \mu \nu$ aufgenommen, so kann man schreiben: $\tau = k' + \mu' \nu$, wo mit Ausnahme der Gleitflächen $k' < k$

und $\mu' < \mu$ ist. Setzt man daher $k' = k$, so ist μ' erst recht kleiner als μ (von der Gleitfläche natürlich wieder abgesehen). Entsprechendes gilt von k' , wenn $\mu' = \mu$ gesetzt wird. Für die Gleitfläche muß also im ersteren Falle μ' , im zweiten Falle k' seinen Größtwert annehmen, so daß die ungünstigste Gleitflächenlage aus den beiden, einander gleichwertigen Bedingungen

$$(34) \quad \frac{\delta \mu'}{\delta i} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\delta k'}{\delta i} = 0$$

ermittelt werden kann.

Die Gl. (3) ergeben für die Gleitfläche, also für $2i_\varphi = 90^\circ - \varphi$:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos \varphi; \quad r = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin \varphi.$$

Da nun für die Gleitfläche

$$\tau = k + \mu r$$

gilt, so folgt:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos \varphi &= k + \mu \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \mu \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin \varphi \\ \sigma_1 (\cos \varphi - \mu + \mu \cdot \sin \varphi) &= 2k + \sigma_2 (\cos \varphi + \mu + \mu \cdot \sin \varphi) \\ \sigma_1 (\sqrt{1 + \mu^2} - \mu) &= 2k + \sigma_2 (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu). \end{aligned}$$

Bezeichnet man den n -Wert, der sich für den Fall ohne Gleitfestigkeit ergibt [d. s. die n -Werte der Gl. (21)], mit n_0 , also

$$(21) \quad n_0 = (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu)^2 \\ \sqrt{n_0} = \sqrt{1 + \mu^2} + \mu \text{ usw.},$$

so erhält man folgende Formeln:

$$(35) \quad \begin{cases} \sigma_1 = n_0 \sigma_2 + 2 \sqrt{n_0} k \\ \sigma_2 = \frac{1}{n_0} \cdot \sigma_1 - \frac{2}{\sqrt{n_0}} \cdot k \end{cases}$$

$$(36) \quad \begin{cases} n = n_0 + 2 \sqrt{n_0} \cdot \frac{k}{\sigma_2} \\ \frac{1}{n} = \frac{1}{n_0} - \frac{2}{\sqrt{n_0}} \cdot \frac{k}{\sigma_1} \end{cases}$$

Nimmt man noch Gl. (7b) für die Spannungsneigung $\text{tg } \delta$ hinzu, so ist die Aufgabe, zu einer gegebenen Hauptspannung die Spannungswirkung für jedes beliebig geneigte Flächenelement zu finden, damit schon gelöst.

Schwieriger ist die Umkehrung dieser Aufgabe zu lösen, nämlich die Ermittlung der Hauptspannungen, der Gleitflächenlage usw. bei gegebener, an sich beliebiger Spannung (nach Abb. 13). Ein Einsetzen des n -Wertes nach Gl. (36) in Gl. (9) und (13) bis (15) führt nicht zum Ziel, weil das in Gl. (36) enthaltene σ_2 nicht bekannt ist. Die Aufgabe läßt sich aber doch lösen, wenn die bisherigen Gleichungen in der richtigen Weise angesetzt werden, wie nachstehend gezeigt ist. Der Leitgedanke ist auch hier wieder die Bevorzugung der Tangens-Funktion.

Zunächst erhält man aus der ersten der Gl. (35):

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} &= \frac{n_0 + 1}{2} \cdot \sigma_2 + \sqrt{n_0} k \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} &= \frac{n_0 - 1}{2} \cdot \sigma_2 + \sqrt{n_0} k, \end{aligned}$$

was man in Gl. (3) einsetzen kann. Beachtet man dabei die aus Gl. (21) folgenden Zusammenhänge

$$\frac{n_0 + 1}{2} = 1 + \mu \sqrt{n_0} \quad \text{und} \quad \frac{n_0 - 1}{2} = \mu \sqrt{n_0},$$

so erhält man

$$\begin{aligned} \tau &= m r = \sqrt{n_0} \cdot \sin 2i (\mu \sigma_2 + k) \\ r &= (1 + \mu \sqrt{n_0} - \mu \sqrt{n_0} \cdot \cos 2i) \sigma_2 - \sqrt{n_0} (1 - \cos 2i) k. \end{aligned}$$

Die Gleichsetzung von σ_2 liefert:

$$(37) \quad \sigma_2 = \frac{1}{\mu} \left(\frac{m r}{\sqrt{n_0} \cdot \sin 2i} - k \right) = \frac{r - \sqrt{n_0} (1 - \cos 2i) k}{1 + \mu \sqrt{n_0} (1 - \cos 2i)}$$

Man findet zunächst

$$\sqrt{n_0} \cdot \sin 2i (\mu r + k) + m \mu \sqrt{n_0} \cdot \cos 2i \cdot r = m (1 + \mu \sqrt{n_0}) r$$

und weiter durch Einsetzung von $\sin 2i = 2 \cdot \sin i \cdot \cos i = 2 \cdot \frac{\text{tg } i}{1 + \text{tg}^2 i}$

und $\cos 2i = \cos^2 i - \sin^2 i = \frac{1 - \text{tg}^2 i}{1 + \text{tg}^2 i}$:

$$m (1 + 2 \mu \sqrt{n_0}) r \cdot \text{tg}^2 i - 2 \sqrt{n_0} (\mu r + k) \text{tg } i = -m r$$

oder unter Beachtung von Gl. (21) und mit der abkürzenden Bezeichnung

$$(38) \quad \bar{\mu} = \mu + \frac{k}{r}:$$

$$(\sqrt{n_0} \cdot \text{tg } i)^2 - 2 \cdot \frac{\bar{\mu}}{m} (\sqrt{n_0} \cdot \text{tg } i) = -1$$

$$(22') \quad m \sqrt{n_0} \cdot \text{tg } i = \bar{\mu} \mp \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}.$$

Diese Gl. (22') — die zunächst gesuchte Schlüsselösung — entspricht in ihrem Aufbau vollständig der entsprechenden Gl. (22) für reine Reibungs-

erde. Gl. (22) ist in Gl. (22') mit enthalten. An die Stelle von n und μ sind n_0 und $\bar{\mu} = \mu + \frac{k}{r}$ getreten.

Zur Ermittlung der Gleitflächenrichtungen können wir wieder von den infolge Gl. (18') ganz allgemein geltenden Gl. (23) ausgehen. Ersetzt man in Gl. (24) bis (26) n durch n_0 und μ durch $\bar{\mu}$, so kann man sie unverändert übernehmen und das Ergebnis nach Gl. (27) hinschreiben:

$$(27') \quad \begin{cases} \cotg \omega = \text{tg } \vartheta = + \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\bar{\mu} - m}{\bar{\mu} + m} \pm \mu} \\ \cotg \bar{\omega} = + \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\bar{\mu} + m}{\bar{\mu} - m} \pm \mu}. \end{cases}$$

In diesen und den folgenden Formeln ist darauf zu achten, daß μ und $\bar{\mu}$ nicht verwechselt werden.

Die kleinere Hauptspannung σ_2 kann bestimmt werden durch Einsetzen der Gl. (22') in eine der Gl. (37), beispielsweise in die erste:

$$\mu \sigma_2 = \frac{m r}{2 \sqrt{n_0}} \cdot \frac{1 + \text{tg}^2 i}{\text{tg } i} - k.$$

Mit Hilfe von Gl. (22') findet man leicht

$$\frac{1 + \text{tg}^2 i}{\text{tg } i} = \frac{1}{\text{tg } i} + \text{tg } i = 2 \sqrt{1 + \mu^2} \cdot \frac{\bar{\mu}}{m} \pm \frac{2 \mu}{m} \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}.$$

Dieses eingesetzt, ergibt unter Beachtung von Gl. (21) und (38) nach kurzer Rechnung:

$$(29) \quad \begin{cases} \sqrt{n_0} \sigma_2 = (\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}) r - k \\ \text{und nach Gl. (35): } \frac{\sigma_1}{\sqrt{n_0}} = (\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}) r + k. \end{cases}$$

Bezeichnet man vorübergehend $\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}$ mit $\bar{\omega}$, so gilt hier- nach weiter:

$$\sigma_1 \pm \sigma_2 = \sqrt{n_0} (\bar{\omega} r + k) \pm \frac{1}{\sqrt{n_0}} (\bar{\omega} r - k)$$

und unter Beachtung von Gl. (21):

$$\sigma_1 \pm \sigma_2 = (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu) (\bar{\omega} r + k) \pm (\sqrt{1 + \mu^2} - \mu) (\bar{\omega} r - k)$$

oder

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} &= \sqrt{1 + \mu^2} \cdot \bar{\omega} r + \mu k \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} &= \mu \bar{\omega} r + \sqrt{1 + \mu^2} k. \end{aligned}$$

Um Gl. (3) für die Ermittlung der Normalspannung r in der Gleitfläche anwenden zu können, ist für $\cos 2i$ der Wert $\sin \varphi = \frac{\mu}{\sqrt{1 + \mu^2}}$ einzusetzen (s. oben), so daß man im ganzen erhält:

$$\begin{aligned} r &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos 2i = \sqrt{1 + \mu^2} \cdot \bar{\omega} r + \mu k \\ &\quad - \frac{\mu^2 \bar{\omega} r}{\sqrt{1 + \mu^2}} + \mu k = \frac{\bar{\omega} r}{\sqrt{1 + \mu^2}} + 2 \mu k \end{aligned}$$

$$(29b') \quad r = \left(1 \pm \sqrt{\frac{\bar{\mu}^2 - m^2}{1 + \mu^2}} \right) r + 2 \mu k.$$

Setzt man Gl. (29') in Gl. (36) ein, so erhält man das Verhältnis n der Hauptspannungen zu:

$$(39) \quad n = n_0 \left(1 + \frac{2 \cdot \frac{k}{r}}{\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2} - \frac{k}{r}} \right).$$

Um das Verhältnis der paarweise zusammengehörigen Spannungen σ' und σ (Abb. 9 u. 16) zu finden, kann man von Gl. (12b) ausgehen, indem man n nach Gl. (36) einsetzt:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma'}{\sigma} &= \frac{n \cdot \text{tg } i - m}{\text{tg } i + m} = \frac{n_0 \cdot \text{tg } i - m}{\text{tg } i + m} + \frac{2 n_0 \cdot \text{tg } i}{\text{tg } i + m} \cdot \frac{k}{\sqrt{n_0} \sigma_2} \\ &= g_1 + g_2 \cdot \frac{k}{\sqrt{n_0} \sigma_2} \\ g_1 &= n_0 \cdot \frac{m \sqrt{n_0} \cdot \text{tg } i - \frac{m^2}{\sqrt{n_0}}}{m \sqrt{n_0} \cdot \text{tg } i + m^2 \sqrt{n_0}} = n_0 \cdot \frac{\bar{\mu} - \frac{m^2}{\sqrt{n_0}} \mp \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}}{\bar{\mu} + m^2 \sqrt{n_0} \mp \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2}} \end{aligned}$$

und nach passender Erweiterung und einiger Rechnung:

$$g_1 = \frac{1 + m^2 - 2 \sqrt{n_0} \cdot \frac{k}{r}}{(\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{\bar{\mu}^2 - m^2})^2 - \frac{k^2}{r^2}}$$

Auf ganz ähnlichem Wege erhält man für g_2 :

$$g_2 = \frac{2\sqrt{n_0}}{\sqrt{1+\mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2} + \frac{k}{\nu}}$$

mit Gl. (29') also für das zweite Glied:

$$g_2 \cdot \frac{k}{\nu n_0} = \frac{2\sqrt{n_0}}{\sqrt{1+\mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2} + \frac{k}{\nu}} \cdot \frac{k}{\nu} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+\mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2} - \frac{k}{\nu}}$$

$$= \frac{2\sqrt{n_0} \cdot \frac{k}{\nu}}{\left(\sqrt{1+\mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2}\right)^2 - \frac{k^2}{\nu^2}}$$

Im ganzen ist demnach:

$$(28a') \quad \frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{\nu}{\nu'} = \frac{1+m^2}{\left(\sqrt{1+\mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2}\right)^2 - \frac{k^2}{\nu^2}}$$

Für gleiches ν , k und μ lassen sich alle vier verschiedenen Lagen der Spannungsebenen (vgl. Abb. 21) durch Drehung zur Deckung bringen. Man kann deshalb das Verhältnis $\sigma : \sigma'$ für den unteren Grenzzustand auch aus dem umgekehrten Werte für den oberen Grenzzustand finden, womit man schreiben kann:

$$(28b') \quad \frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{\nu}{\nu'} = \frac{1}{1+m^2} \left[\left(\sqrt{1+\mu^2} \mp \sqrt{\mu^2 - m^2}\right)^2 - \frac{k^2}{\nu^2} \right]$$

mit

$$\mu' = \mu + \frac{k}{\nu'}$$

Für das Verhältnis der Normalspannungen in senkrecht zueinander stehenden Flächenelementen erhält man nach Gl. (15) u. Gl. (28a):

$$(30') \quad \frac{\nu''}{\nu} = m^2 - \frac{k^2}{\nu^2} + \left(\sqrt{1+\mu^2} \pm \sqrt{\mu^2 - m^2}\right)^2$$

Für gleichbleibende Spannungsneigung δ zeigen die Formeln (27), daß sich die Gleitflächenrichtung mit der Gleitfestigkeit ändert, und zwar wird der Gleitwinkel ϑ mit k etwas größer. Das steht mit der obigen Feststellung, daß die Lage der Gleitflächen zu den Hauptrichtungen

unabhängig von der Gleitfestigkeit ist, nicht in Widerspruch, da sich nach Gl. (22') die Richtung der Hauptflächen mit k ebenfalls ändert, so daß die Möglichkeit eines gleichbleibenden Winkels i_0 durchaus gegeben ist.

Wenden wir diese Erkenntnisse für den Fall an, daß die Erddruckrichtung auf eine lotrechte Fläche gleichlaufend zur Oberfläche ist (Rankine), so ergibt sich, daß die Gleitflächen bei geneigtem Gelände keine Ebenen mehr sind; nur bei waagerechtem Gelände sind die Gleitflächen eben, da dann die Druckrichtung mit der Hauptspannungsrichtung zusammenfällt. Für diesen Fall erhält man als Seitendruck ν mit $\nu' = \gamma h$ und $m = 0$ aus Gl. (28b):

$$\nu = [1 \mp 2\mu(\sqrt{1+\mu^2} \mp \mu)] \gamma h \mp 2(\sqrt{1+\mu^2} \mp \mu)k$$

oder unter Beachtung von Gl. (21)

$$(40) \quad \begin{cases} \nu_a = \frac{1}{n_0} \cdot \gamma h - \frac{2}{\sqrt{n_0}} \cdot k & \text{für den Erddruck,} \\ \nu_p = n_0 \gamma h + 2\sqrt{n_0} \cdot k & \text{für den Erdwiderstand.} \end{cases}$$

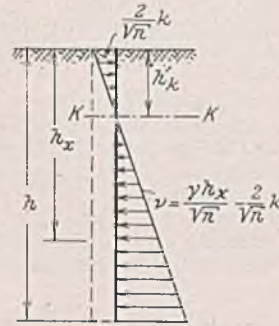


Abb. 23.

$$(40a) \quad h_{K'} = 2\sqrt{n_0} \cdot \frac{k}{\gamma} \quad (\text{Fortsetzung folgt.})$$

²⁷⁾ W. Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion, S. 20. Berlin 1927.

Bücherschau.

Klett, E.: Ratgeber für Bauführer und Poliere im Beton- und Eisenbetonbau. 4. Aufl., XII, 184 S. mit 111 Abb. Berlin 1937, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5 RM.

Entsprechend der Entwicklung, die der Beton- und Eisenbetonbau in den letzten Jahren erfahren hat und die sich auch in den einschlägigen amtlichen Vorschriften und Normen widerspiegelt, haben sich mancherlei Neuerungen bei der Bauausführung ergeben, deren Berücksichtigung in dem „Ratgeber“ geboten erschien und somit eine Neubearbeitung und Erweiterung des bereits bekannten Büchleins notwendig machte. Die vorliegende 4. Auflage verfolgt wie bisher in erster Linie den Zweck, dem in der Praxis stehenden Baufachmann, der sich meist nur unzureichend mit dem Fachschrifttum beschäftigen kann, in knapper und deutlicher Form das Wichtigste aufzuzeigen, was für die Herstellung eines einwandfreien Betons und eine sachgemäße Bauausführung zu beachten ist. Gerade die erhöhten zulässigen Spannungen für den Beton und die Bewehrung stellen besondere Anforderungen an die Bereitung und Verarbeitung des Betons und setzen sowohl bei den Bauführern als auch bei den Polieren eine gründliche Kenntnis der neuzzeitlichen Gesichtspunkte des Betonbaues voraus. Diesem Umstande ist bei der Neubearbeitung des Ratgebers weitgehend Rechnung getragen worden.

Der Inhalt des Büchleins gliedert sich im wesentlichen in folgende Abschnitte: A. Allgemeines über Eisenbeton, B. Die Grundformen des Eisenbetonbaues, C. Die Baustoffe, D. Eigenschaften des Betons, E. Aufbau des Betons, F. Zubereitung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons, G. Einwirkungen auf den Beton, H. Schalung und Rüstung, J. Die Bewehrung, K. Die Güteprüfung des Betons, L. Bauunfälle infolge mangelhafter Ausführung.

Die Abschnitte D und E sind neu aufgestellt worden; im Abschnitt E wird nach Beschreibung der einzelnen, die Eigenschaften des Betons beeinflussenden Größen an drei Zahlenbeispielen gezeigt, wie in einfacher Weise mit Hilfe von neuartigen Stofftafeln das zweckmäßige Mischungsverhältnis ermittelt werden kann. Die übrigen Abschnitte wurden unter Beachtung der neuesten Erkenntnisse und Vorschriften sorgfältig überarbeitet bzw. erweitert. Ein ausführliches Inhaltsverzeichnis gestattet ein rasches Zurechtfinden. Die einzelnen Abbildungen erhöhen das Verständnis für die verschiedenen Fragen noch erheblich.

Das Büchlein stellt nicht nur einen Ratgeber für Bauführer und Poliere dar, sondern bringt auch allen denen, die sich mit Entwurf und konstruktiver Durchbildung von Beton- und Eisenbetonbauten zu befassen haben, wertvolle Hinweise und Anregungen, so daß ihm eine weitgehende Verbreitung zu wünschen ist.

Dr.-Ing. Roll.

Schrifttum über Bodenmechanik. Bearbeitet von Dr.-Ing. Hans Petermann unter Mitarbeit von Elisabeth Bödeker. Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E. V. Heft 12. 196 S. Berlin 1937, Volk und Reich-Verlag.

In dem vorliegenden Verzeichnis des Schrifttums über Bodenmechanik sind die Titel von etwa 2500 Büchern und Zeitschriftenaufsätzen enthalten. Es umfaßt das Schrifttum des In- und Auslandes seit dem Jahre 1925 bis zur Mitte des Jahres 1936. Um die große Zahl der aufgeführten Schriften schnell übersehen zu können und das Aufsuchen bestimmter Schriften zu erleichtern, ist das gesamte Gebiet in Abschnitte geteilt. Auch die Grenzgebiete zwischen der Bodenmechanik und verwandten Fächern sind gebührend berücksichtigt. Die Benutzung des Werkes wird erleichtert durch ein ausführliches Verfasser- und Sachtitelverzeichnis. Ein anschließendes Verzeichnis der Abkürzungen gestattet, den Text des Schrifttumsverzeichnisses möglichst kurz und übersichtlich zu gestalten, und gibt einen Überblick der angeführten Fachzeitschriften.

Das Buch ist auf einer Kartei aufgebaut, die der Verfasser unter Mitarbeit von Fr. E. Bödeker und unter Unterstützung der Technischen Hochschule Hannover aufgestellt hat. Auch Karteien an den Forschungsanstalten sowie Bibliographien von Lehrbüchern wurden benutzt. Das Buch, dessen Erscheinen sehr zu begrüßen ist, stellt ein unentbehrliches Hilfsmittel dar für jeden, der sich über das auf dem Gebiete der Bodenmechanik erschienene Schrifttum unterrichten will.

Ehrenberg.

Löser, B.: Bemessungsverfahren. 6. Auflage. VIII, 214 S. mit 217 Abb. und zahlreichen Tafeln. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 7,40 RM, geb. 8,40 RM. Bautechnik-Abonnenpreis geb. 7,60 RM.

Nachdem die 5. Auflage der nicht nur in Deutschland, sondern auch in zahlreichen außerdeutschen Ländern benutzten „Bemessungsverfahren“ wiederum rasch vergriffen war, liegt nunmehr die neubearbeitete und erweiterte 6. Auflage des Buches vor. Sie berücksichtigt die inzwischen in Kraft getretenen Änderungen bzw. Ergänzungen der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, von denen besonders die Erhöhung der zulässigen Eisenspannungen usw. zu erwähnen ist. Dadurch wurde eine wesentliche Erweiterung der Bemessungstafeln für Eisenbetonquerschnitte bei Biegung notwendig. Ein neuer Abschnitt bringt die wichtigsten Angaben über häufiger vorkommende Sonderbewehrungen. Die Berechnung der Schub sicherung für Balken mit stetigen Lasten ist vereinfacht worden; für Brückenträger wird ein Näherungsweg zur Ermittlung der Grenzwerte der Querkkräfte infolge stetiger Lasten

geboten. Im übrigen sind mehrere Verbesserungen, wie die Angaben von Drillungszahlen für kreuzweis bewehrte Fahrbahnplatten, die Belastungswerte für veränderliche Einzel- und Streckenlasten u. a. m. zu nennen.

Das Lösersche Buch strebt mit Erfolg danach, durch Arbeits-erleichterung bei der technischen Bearbeitung von Bauaufgaben eine Leistungssteigerung zu erreichen. Daher sei auch die neue Auflage allen Fachgenossen zur verständnisvollen Benutzung bestens empfohlen.

Dr.-Ing. Roll.

Garbotz, G.: Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb. III Bd. Die Geräte für Erd- und Felsbewegungen, 1. Teil: X, 652 S., 900 Abb., Tab. u. Muster u. 11 Tafeln. Berlin 1937, Julius Springer. Preis geb. 96 RM. 2. Teil: 322 S., 459 Abb., Tab. u. Muster. Berlin 1937, VDI-Verlag G. m. b. H. Preis geb. 48 RM.

Der langerwartete dritte Band des Garbotz'schen Handbuches ist nunmehr erschienen, und zwar zwecks Beschleunigung der Herausgabe bei zwei Verlagen. Der erste Teil, der die Bagger und Kippengeräte behandelt, im Springerschen Verlag, der zweite Teil mit den Fördermitteln des Erdbaues und den Gleisrück- und Gleisbaumaschinen im VDI-Verlag. Die Bände stellen wohl das Umfassendste dar, das auf diesem Gebiete bisher veröffentlicht wurde, und sind ebenso wertvoll für die Arbeit des Bauingenieurs bei der Planung und bei der Bauausführung, als auch für den Konstrukteur von Baumaschinen und für den Studierenden des Bauwesens. Als Mitarbeiter zeichnen namhafte Fachleute.

Beim Studium des Handbuches fällt auf, daß an manchen Stellen Wiederholungen vorkommen, jedoch ist dies bei einem solchen Nachschlagewerk wohl kaum zu vermeiden, wenn das Werk die Aufgabe erfüllen soll, über alle Fragen schnell Auskunft zu geben. Die Berechnungsunterlagen für den Konstrukteur, die laut Vorwort auf Wunsch der Verlage zusammengetragen wurden, sind vielleicht etwas kurz weggekommen. Die Maschinenfabriken pflegen ja mit der Herausgabe von solchen Berechnungsunterlagen aus begrifflichen Gründen etwas zurückhaltend zu sein.

Die Abschnitte über die einzelnen Geräte sind grundsätzlich so eingeteilt, daß zunächst Gerät und Arbeitsvorgang beschrieben werden, dann die geschichtliche Entwicklung des Gerätes, die theoretischen Grundlagen zur Berechnung der Hauptabmessungen sowie der Aufbau und die Bauarten des Gerätes. Diese Abschnitte sind für den Bauingenieur meist etwas zu reichhaltig und enthalten bereits manche Wiederholungen. Der Hauptwert des Buches für den Bauingenieur liegt in den Unterabschnitten über Verwendungsbereich, Leistungen und Betriebskosten sowie Ausrüstungen und Zubehör, in denen ein selten umfangreiches Material übersichtlich zusammengestellt wurde. Sehr lehrreich sind die Abschnitte über die amerikanischen Löffelbagger im ersten Bande und über die amerikanischen geländegängigen Fahrzeuge im zweiten Bande. Mit Rücksicht auf die auch in Deutschland einsetzende Entwicklung der gleislosen Förderung im Baubetrieb (Raupenschlepper, Schürfwagen usw.) wäre es erwünscht gewesen, wenn dieser Abschnitt etwas umfangreicher gehalten wäre.

Das Werk besitzt alle Vorteile eines solchen Handbuches, ohne daß dessen Nachteile ganz vermieden wären: Es ist darin ein außergewöhnlich umfangreiches Material zusammengetragen, das für den einzelnen Benutzer stellenweise zu umfangreich ist und auch den Preis des Handbuches sehr erhöht; dafür findet jeder darin so viel, als er überhaupt erwarten kann. Es allen Benutzern recht zu machen, ist wohl unmöglich. Die reichhaltige Literaturübersicht am Ende jedes Abschnitts ist von großer Bedeutung, zumal es bislang keine so umfassende Zusammenstellung gab. Die Ausstattung des Werkes mit Abbildungen, Tabellen und Tafeln ist mustergültig. Man kann den Verfasser und seine Mitarbeiter sowie die Verlage zu dem Buche nur herzlich beglückwünschen.

Otto Cranz, Danzig.

Kleinlogel, Prof. Dr.-Ing.: Bewegungsfugen im Beton- und Eisenbetonbau. 2. Aufl. IV, 215 S. mit 454 Abb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 15 RM. in Leinen 16,50 RM. Bautechnik-, Beton u. Eisen- und Zentralblatt-Abonnentenpreis 1938 in Leinen 15 RM.

Das erstmalig 1927 erschienene Buch¹⁾ ist nunmehr in der zweiten, vollkommen Neubearbeiteten Auflage herausgekommen. Die Neubearbeitung stellt gleichzeitig eine umfangreiche Erweiterung dar. In allen behandelten Gebieten — Hochbau, Dachbauten, Silos, Stütz- und Ufermauern, Flüssigkeitsbehälter und Schwimmbäder, Talsperren, Schleusen, offene Kanäle, Rohrleitungen und geschlossene Kanäle, Brückenbau, Aquädukte und Kanalbrücken, Rauchgaskanäle, Tunnelbau, Bergbau und Betonstraßen — ist der Stoff durch neuere Ausführungsbeispiele erweitert worden; besonders eingehend ist der Abschnitt „Betonstraßen“ unter Verwertung des neuesten Schrifttums ausgestaltet worden. Ein besonderer Schrifttumsnachweis für diesen Abschnitt zeigt die Quellen, aus denen genauere Angaben entnommen werden können, für die der Umfang des Buches nicht ausreicht.

Der Text ist sehr knapp gehalten, um so eingehender und anschaulicher sind die Abbildungen — Zeichnungen und Lichtbilder — von ausgeführten Bauwerken. Sehr lehrreich sind die Gegenüberstellungen von Beispielen gut durchgebildeter Bewegungsfugen und solchen Ausführungen, wo durch mangelhafte oder falsche Anordnung von Fugen erhebliche Schäden an den Bauwerken entstanden sind. Zahlreiche Schrifttums-

nachweise in Fußnoten ermöglichen das rasche Auffinden eingehenderer Quellen und entsprechender amtlicher Bestimmungen und Verordnungen. Ein Hinweis auf die „Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB) der Deutschen Reichsbahn“ an geeigneter Stelle wäre wohl noch zweckmäßig gewesen, denn diese Anweisung enthält auch zahlreiche Vorschriften über die Ausbildung von Bewegungsfugen und ihre Abdichtung.

Wie die erste Auflage des Buches, so wird auch die den neuesten Stand der Technik berücksichtigende zweite Auflage dem Techniker des Beton- und Eisenbetonbaues wertvolle Hilfsdienste leisten. Casper.

Technik voran! 1938. Jahrbuch mit Kalender für die Jugend. Mit zahlreichen Photos, Zeichnungen, Skizzen, ganzseitigen und Kunstdrucktafeln sowie Sonderbeilage. Herausgeber: Deutscher Ausschuß für Technisches Schulwesen E. V. 232 S. Leipzig 1937, B. G. Teubner. Preis geh. 0,95 RM.

Wieder ein sehr nett und unterhaltsam zusammengestelltes Jahrbuch, das von unserer Jugend freudig begrüßt werden wird. Man findet alles, was Sinn und Verständnis für die Technik und unsere Wirtschaft zu wecken vermag, ganz gleich, ob es sich um rein technische Fragen oder um Politik, um berufliche, wirtschaftliche und allgemein bildende Dinge handelt. Die Aufsätze, von Fachleuten bearbeitet, sind flüssig und leichtverständlich niedergeschrieben. Von dem vielen Gebotenen seien nur einige Themen herausgegriffen, um die Eigenart des Büchleins zu kennzeichnen: Technik der Wolken, technische Entwicklung der deutschen Rundfunkempfänger, der neue Vierjahresplan, vier Jahre nationalsozialistischer Entwicklung, Aufgaben der Luftwaffe usw. Jedenfalls erfüllt das Jahrbuch auch in der neuen Aufmachung den ihm zugedachten Zweck in vollstem Maße, zumal Druck und Ausstattung nicht das mindeste zu wünschen übriglassen. Die Anschaffung des sehr preiswerten Büchleins sei empfohlen. C. Kersten.

Deutscher Reichspost-Kalender 1938. Herausgegeben mit Unterstützung des Reichspostministeriums. 10. Jahrgang. Leipzig, Konkordia-Verlag Reinhold Rudolph. Preis 2,80 RM.

Der Deutsche Reichspost-Kalender, dessen 10. Jahrgang nunmehr vorliegt, gehört jetzt schon zu den Abreißkalendern, deren Erscheinen man alljährlich erwartet und begrüßt. Auch der neue Jahrgang 1938 gibt wiederum ein anschauliches Bild von den einzelnen Zweigen des Postwesens und von der Bedeutung der Reichspost für das ganze Leben der Nation. Zahlreiche geschmackvolle Lichtbilder sowie leichtverständliche zeichnerische Darstellungen führen den Reichspostbetrieb selbst sowie seine Zusammenhänge mit Verkehr und Technik, Wirtschaft und Politik vor Augen; ferner sind wichtige Gedenktage angegeben. Besonderer Wert wurde wiederum darauf gelegt, die verschiedenartigen Einrichtungen der Deutschen Reichspost aufzuzeigen und auf deren zweckmäßigste Benutzungsmöglichkeiten hinzuweisen.

Die Deutsche Reichspost stellt einen wichtigen Kulturfaktor dar, über den der Deutsche Reichspost-Kalender weite Kreise näher zu unterrichten vermag. Aus dem Grunde sollte dieser übrigens sehr gediegen aufgemachte Kalender eine große Verbreitung finden. Dr.-Ing. Roll.

Berichtigung. Auf S. 124 dieses Heftes ist an Stelle der dort versehenlich eingefügten Abb. 4 die untenstehende Abbildung mit der gleichen Unterschrift zu setzen.

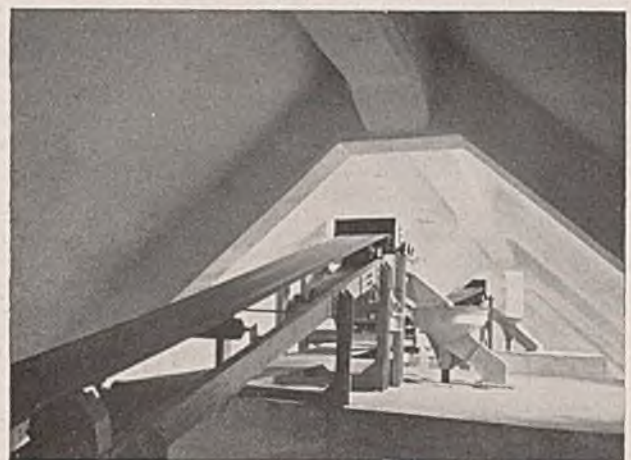


Abb. 4. Oberes Verteilungsband mit den beiden Kreisverteiltern im neuen Teil.

INHALT: Bereitstellung von Baustoffen für die Reichsautobahn Berlin—Stettin. — Großsiloanlage in Thüringen. — Der neue Getreidespeicher in Stettin. — Die Sperrmauer- und Staudammbauten der Tennessee-Regulierung. — Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons. — Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. — Bücherschau. — Berichtigung.

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

¹⁾ vgl. Bautechn. 1927, Heft 24, S. 362.