

Alle Rechte vorbehalten.

Druckluftgründung eines Speichers.

Von Oberbaurat Dipl.-Ing. Bruno Kleinsorge und Reglerungsbaurat Dipl.-Ing. Eberhart Scherling.

1. Allgemeines.

Ein am Wasser gelegener Großspeicher sollte durch einen Anbau erweitert werden. Dabei mußte sich der Erweiterungsbau sowohl in seiner äußeren Formgebung als auch in seinem inneren Ausbau dem bestehenden Speicher vollkommen anpassen, so daß das gesamte Bauwerk nach seiner Fertigstellung baukünstlerisch und betrieblich ein einheitliches Ganzes bildete. Die Schwierigkeit bei der Durchführung des Erweiterungsbauwerkes lag darin, daß das neue Bauwerk auf denkbar schlechtem Baugrund unmittelbar neben dem vorhandenen Speicher errichtet werden mußte, ohne daß dieser gefährdet werden durfte. Die Frage der richtigen Gründung spielte daher die ausschlaggebende Rolle.

2. Untergrundverhältnisse.

Nach den Probebohrungen lag im Mittel unter einer 3 m hohen aufgespülten Sandschicht etwa 2 m Moor und darunter in einer Mächtigkeit von etwa 6 m sehr wasserhaltiger Schlick; dann folgte etwa 5 m schllickhaltiger feiner Sand und darauf erst grober Sand, der nach den Bohrergebnissen als tragfähig anzusehen war. Aus den Baugrunduntersuchungen

an bereits hergestellten, aber noch nicht vollständig abgeordneten Betonpfählen eingetreten waren.

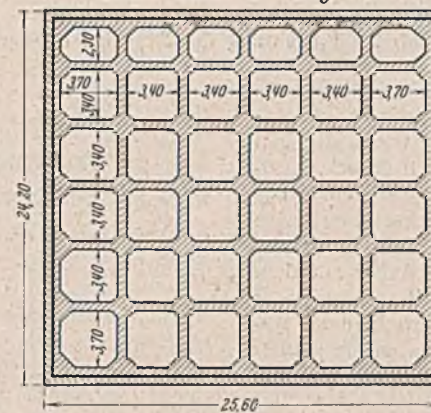
Auch eine Gründung mit Bohrpfählen schied aus, da die Pfähle wegen der großen Lasten des Speichers sehr eng hätten gestellt werden müssen. Diese Gründung wäre unwirtschaftlich geworden und wäre technisch nur sehr schwer durchzuführen gewesen.

Eine Brunnengründung war deshalb nicht ratsam, weil ein einwandfreies Absenken der Brunnen nach den beim alten Speicher gemachten Erfahrungen nicht gewährleistet war. Die Brunnen müssen nach Durchfahren der Schlickschicht zur Vermeidung von Sandeinbrüchen ohne Wasserhaltung abgesenkt werden. Ein Absenken unmittelbar neben dem

vorhandenen Gebäude aber wäre in dem feinen Sand sehr gefährlich gewesen, da die durch das Absenken der Brunnen hervorgerufene Bewegung des Bodens nicht genau genug überwacht werden kann. Die vorhandene Abschlußwand unter dem Giebel des alten Speichers hätte eine Brunnengründung außerdem in erhöhtem Maße erschwert, da die Gefahr des Ausknickens der Stahlpundwand infolge einseitigen Erd- drucks bestand.

Als Gründungsart für den Speicheranbau wurde die Druckluftgründung mit Senkkasten gewählt, da nur sie allein bei der Eigenart der Bodenverhältnisse und bei den vorliegenden Besonderheiten des Anbaues die Gewähr für die einwandfreie und sichere Durchführung des Baues zu bieten schienen. Bei der Gründung mittels Senkkasten sollte außerdem zum ersten Male die Möglichkeit ausgenutzt werden, den Senkkastenraum zwischen der Decke der Arbeitskammer und der Sohle des eigentlichen Bauwerkes durch Einbau von Zwischendecken zu Lagerkellern auszubauen und so zusätzlich weiteren Lagerraum

Schnitt durch den Trägerrost



Schnitt durch Keller 4

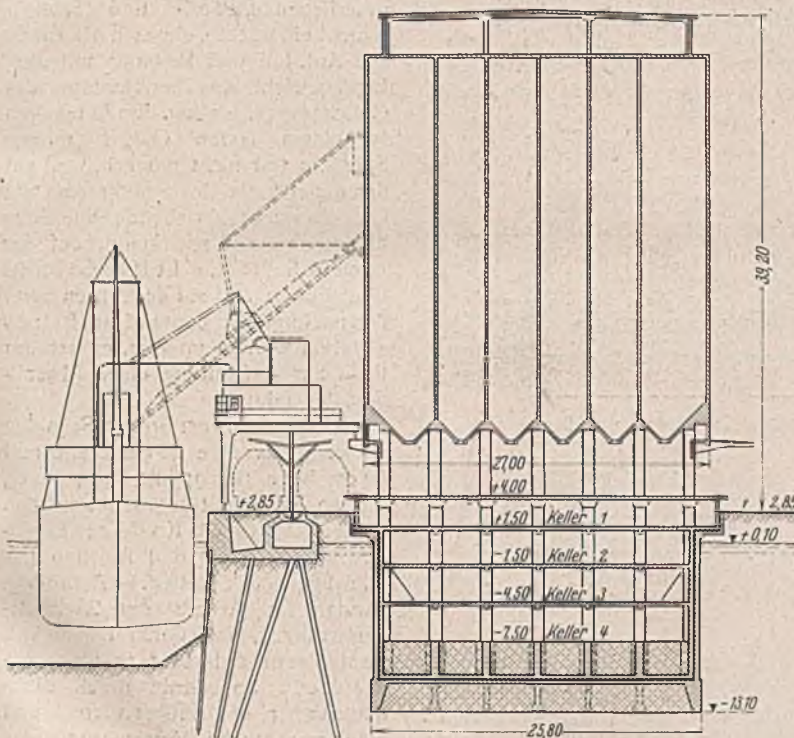
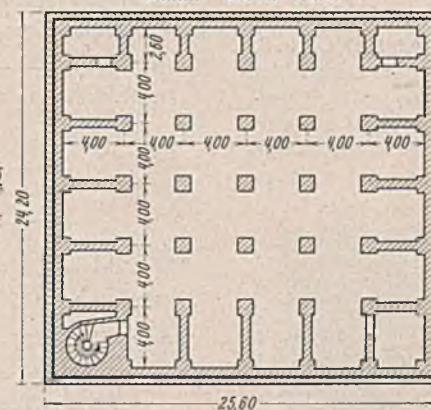


Abb. 1. Querschnitt und Grundrisse des fertigen Bauwerks.

ergab sich, daß die Moor- und Schlickschichten infolge ihres hohen Wassergehalts weich und nachgiebig sind und keinen nennenswerten Erdwiderstand leisten.

Das Grundwasser liegt 1 m unter Gelände. Es ist bis zu einer Tiefe von 10 m unter Gelände schwach betonschädlich.

3. Wahl der Gründung.

Der vorhandene Speicher, an den sich der Erweiterungsbau anlehnen sollte, ist auf Brunnen gegründet. Die Giebelwand des Speichers steht auf einer Peiner Stahlpundwand, Größe 30 L, die als tragend gerechnet ist.

Eine Gründung mit Ramppfählen kam für den Neubau nicht in Frage, da hierbei ernsthafte Gefahr für die Standsicherheit des vorhandenen Baues bestanden hätte. Nach den bisher bei gleichen Untergrundverhältnissen gemachten Erfahrungen pflanzen sich Rammerschütterungen in den Schlick- und Moorschichten sehr weit fort. Sie rufen noch in größerer Entfernung Bodenerhebungen hervor, da sich der Schlick nur in geringem Maße verdichten läßt. Bei einem ähnlichen Bauwerk hatte sich der Boden während des Rammens so gehoben, daß schwere Schäden

zu schaffen (Abb. 1). Die erhöhten Baukosten bei der Druckluftgründung wurden durch die wirtschaftliche Ausnutzung des Senkkastenraums wieder wettgemacht.

4. Bauliche Ausbildung und statische Berechnung des Senkkastens.

Wegen der einzubauenden durchgehenden Tiefkeller mußte der Senkkasten mit einer einzigen Arbeitskammer hergestellt werden. Seine Grundfläche hatte eine Größe von $24,2 \times 25,8 \text{ m} = \text{rd. } 625 \text{ m}^2$. Der Senkkasten ist also einer der größten, die bisher in Deutschland abgesehen worden sind.

Der statischen Berechnung sind folgende Grundwerte zugrunde gelegt worden:

Sand über Wasser . . .	$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$	$\rho = 30^\circ$	$\delta = 30^\circ$
Sand unter Wasser . . .	$\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$	$\rho = 30^\circ$	$\delta = 30^\circ$
Moor unter Wasser . . .	$\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$	$\rho = 15^\circ$	$\delta = 15^\circ$
Schlick unter Wasser . .	$\gamma = 0,9 \text{ t/m}^3$	$\rho = 10^\circ$	$\delta = 10^\circ$

Zulässige Beanspruchungen im Regelfalle:

$$\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (hochwertiger Baustahl)}$$

$$\sigma_b = 75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (unter Nachweis der Würfelfestigkeit);}$$

bei Unfällen:

$$\sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (hochwertiger Baustahl)}$$

$$\sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2 = \frac{W_b 28}{1,5}$$

Der Senkkasten und seine Schneide wurden aus Eisenbeton hergestellt.

Die Arbeitskammer war von dem Tragwerk getrennt.

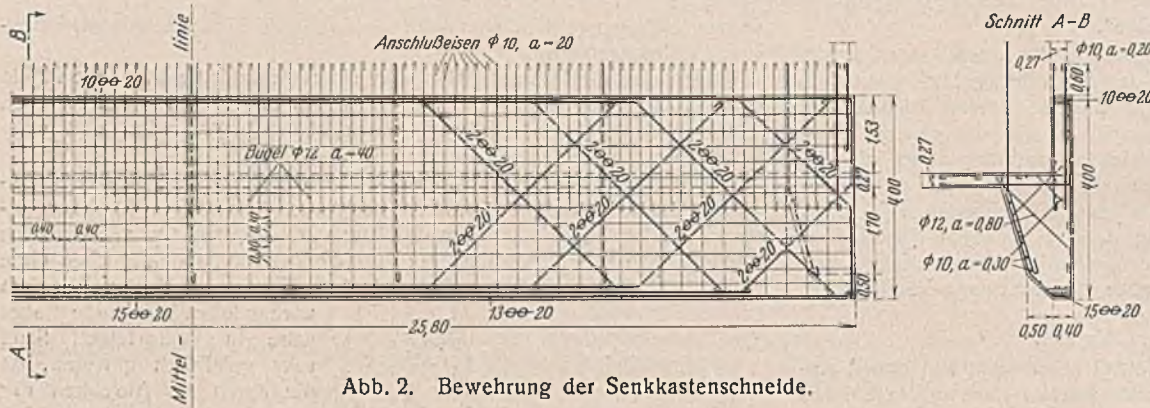


Abb. 2. Bewehrung der Senkkastenschneide.

Die Arbeitskammer erhielt nur untergeordnete örtliche Belastung, das Tragwerk dagegen hatte die Beanspruchungen aus Erddruck, Luftdruck und der Füllmasse aufzunehmen. Die Decke der Arbeitskammer ist eine kreuzweise bewehrte Platte. Die Unterzüge liegen in der Decke und sind durch besondere Anker mit dem Tragwerk verbunden. Für die Berechnung der Senkkastenschneide waren verschiedene Absenkzustände zu untersuchen. Sie wurde jeweils nach folgenden Annahmen berechnet:

- a) Untergraben der Schneide auf $\frac{1}{4}$ der Länge in der Mitte der Schneide,
- b) Untergraben der Schneide auf $\frac{1}{5}$ der Länge an den Ecken der Schneide.

Die Bewehrung der Schneide zeigt Abb. 2 u. 3. Zwischen dem Tragwerk und der Decke der Arbeitskammer liegt die Dichtung mit Schutzschicht. Die Belastung des Tragwerks ist aus verschiedenen Bauzuständen und unter der Annahme eines Bauunfalls ermittelt worden. Es ergaben

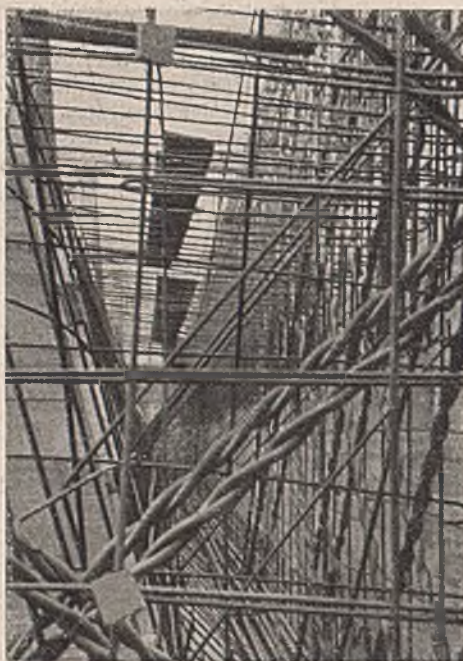


Abb. 3. Blick auf die Bewehrung der Senkkastenschneide.

sich wechselnde Richtungen des Lastangriffs, je nachdem der Luftdruck in der Arbeitskammer oder die Füllmasse überwog. Die Decke des Tragwerks ist als kreuzweise bewehrte Platte berechnet, die Versteifungsrippen als allseitig freigelagerte kreuzweise bewehrte Rippenplatte. Die Drillungssteifigkeit in den Eckfeldern wurde durch eine besondere Bewehrung und Einbringen von Füllbeton in diese Felder berücksichtigt. Die seitlichen äußeren Schutzwände oberhalb der Schneide wurden so berechnet, daß sie die senkrechte Seitenkraft des Erddrucks aufnehmen konnten. Die Innenwände mußten den waagerechten Erddruck auf der gesamten Höhe des Senkkastens aufnehmen, da die Kellerdecken, um Füllboden als Belastung einbringen zu können, erst nach Vollendung des Absenkens eingebaut werden konnten. Daher konnten die Zwischen-

decken zur Aussteifung nicht herangezogen werden. Die Innenwände wurden im unteren Keller durch Rippen, die bis zur ersten Saulenreihe reichen, ausgesteift, in dem darüberliegenden Keller durch Schrägen (Abb. 1). Die drei unteren Kellerdecken sind als kreuzweise bewehrte Platten ausgebildet worden, die Decke unter dem Erdgeschoß als Plitzdecke.

Aus der statischen Berechnung ergab sich, daß das Gewicht des Senkkastens zu Beginn des Absenkens wesentlich größer war als die entgegengesetzt wirkenden Kräfte aus Auftrieb und Reibung. Es bestand daher die Gefahr, daß sich der Senkkasten nach Durchteufen der aufgespülten Sandschicht in die darunterliegende Torf- und Schlackschicht eindrückte, ehe sich die Kräfte aus Auftrieb und Reibung mit dem Eigengewicht des Senkkastens das Gleichgewicht hielten. Ein Aufhängen an einem festen Gerüst mittels Spindeln war nicht möglich, weil auf der einen Seite des Senkkastens die Giebelwand des bestehenden Speichers hinderlich im Wege stand, auf der zweiten Seite eine Ladestraße dicht vorbeiführte und auf der dritten Seite Eisenbahngleise dauernd in Betrieb gehalten werden mußten, so daß der Platz zur Aufstellung eines Absenkerüstes fehlte.

Unter der 40 cm breiten Schneide wurde daher eine 80 cm breite und 30 cm hohe Betonplatte angeordnet, die so lange mit abgesenkt werden sollte, bis sich die Kräfte aus Eigengewicht, Reibung und Auftrieb das Gleichgewicht hielten. Außerdem wurden im Arbeitsraum 25 Eisenbetonstützen, die durch Lagen von Kanthölzern unterbaut wurden, angeordnet. So wurde durch diese Maßnahmen die Auflast verteilt und eine wesentliche Verringerung der Bodenpressung erreicht.

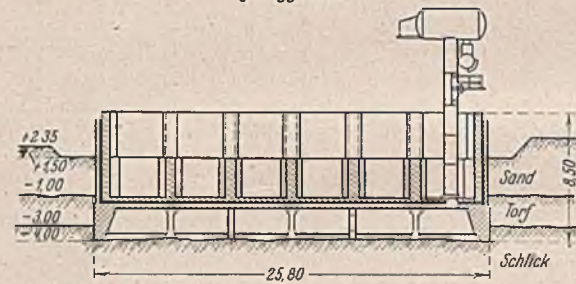
Die Dichtung über der Arbeitskammerdecke und an den Seitenwänden ist bis zu einer Höhe von 5,50 m fünfzig, weitere 2,80 m vierlagig und der Rest dreilagig ausgeführt worden. Sie besteht gemäß DIN 4031 aus nackter Asphaltbitumpappe, und zwar nach DIN 2129 mit einem Wollfilzappengewicht von $0,625 \text{ kg/m}^2$. Als Klebemasse und Deckanstrich wurde Bitumen mit einem Erweichungspunkt von 54 bis 58° verwendet.

5. Bauvorgang.

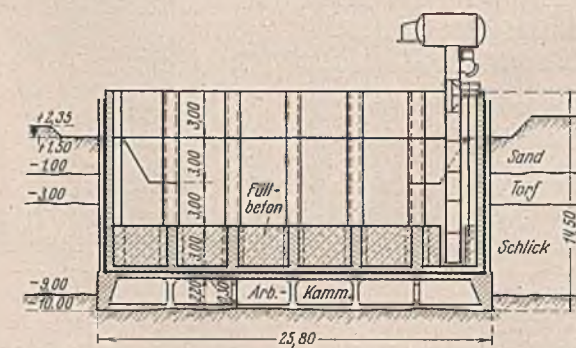
Nach dem Einebnen der Baustelle wurde zunächst die Auflagerplatte für die Schneide aus Magerbeton hergestellt (Abb. 4a). Der Beton wurde



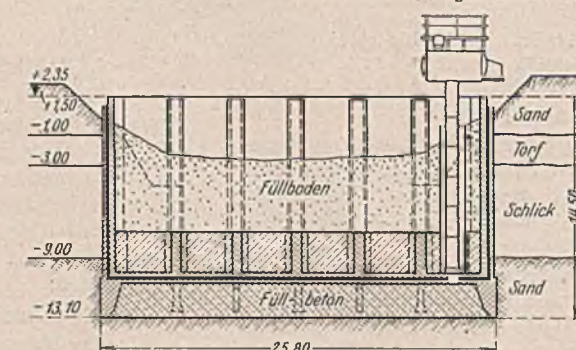
a.) Beginn des Absenkens, Senkkasten bis 5,50 m über Schneide fertiggestellt



b.) Senkkasten bis 8,50 m über Schneide fertiggestellt



c.) Aufbetonieren des Senkkastens bis 14,50 m über Schneide, Füllbeton über der Arbeitskammer ist eingebracht



d.) Absenken beendet, Ausbetonieren der Arbeitskammer

Abb. 4 Absenken des Senkkastens.

unmittelbar auf den vorhandenen aufgespülten Sand mit nur seitlicher Schalung aufgebracht. Die einen rechteckigen Ring bildende Platte erhielt nur an ihren vier Ecken Dehnungsfugen. Daraufhin wurden die Senkkastenschneide und die Seitenwände des Senkkastens in der statisch erforderlichen Höhe von 4 m betoniert, anschließend die Decke der Arbeitskammer mit den Stützen und den dazugehörigen Ankern hergestellt. Wegen des schwach betonschädlichen Grundwassers wurde der Senkkasten mit Hochofenzement betoniert und außen mit einem kalten Voranstrich und zwei heißen Deckanstrichen aus Bitumen gestrichen.

Dann wurde die Dichtung der Decke und Seitenwände aufgebracht. Die Verbindungsanker der Decke erhielten einen unteren fest angeschweißten und einen oberen losen Flansch (Abb. 5). Die losen Flansche wurden mit sechs am festen Flansch angeschweißten Schrauben auf die Dichtung aufgepreßt. Die genau waagrecht liegenden, festen Ankerflansche mußten sehr sorgfältig eingelegt werden, damit beim Auflegen der losen Flansche und Anziehen der Mütter ein gleichmäßiger Druck auf die Dichtung ausgeübt wird (Abb. 6). Die Schrauben durften auch nicht zu scharf angezogen werden, da sonst die Gefahr bestanden hätte, daß die Dichtung aus den Ankerplatten herausgequetscht wurde.

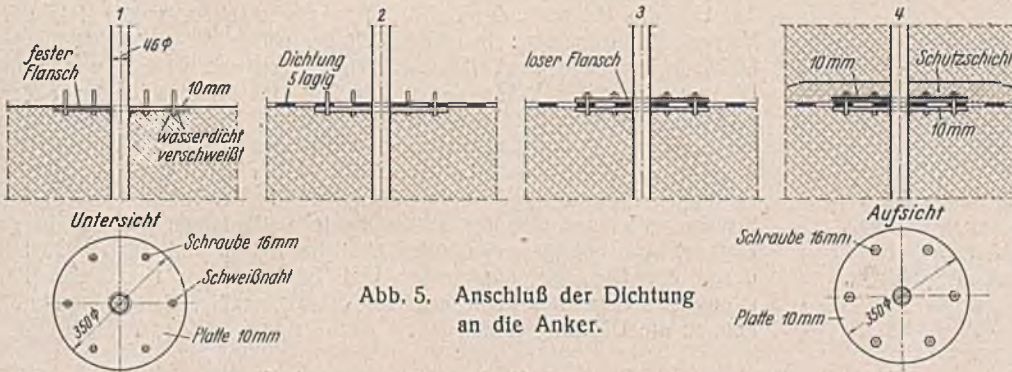


Abb. 5. Anschluß der Dichtung an die Anker.



Abb. 6. Dichtungsarbeiten an den Verbindungsankern auf der Senkkastensole.

Um einen dichten Anschluß der Seitendichtung an den später zu klebenden nächsten Dichtungstreifen zu gewährleisten, wurden auf die Seitenwände sieben Schichten Mauerwerk aufgemauert (Abb. 7a), die auf der Innenseite verputzt wurden. Darauf wurde die senkrechte Dichtung auf den Beton und das Ziegelsteinmauerwerk aufgeklebt und gegen zu starke Erwärmung durch Sonnenbestrahlung mit Kalk gestrichen. Dann wurde die Betonschutzschicht und anschließend die obere 30 cm dicke Decke betoniert, darüber der Trägerrost mit der inneren Außenwand. Um zu verhindern, daß die Dichtung infolge Schwindens des Trägerrosts sich von der Innenwand abhob und dadurch undicht wurde, ist eine 15 cm breite Fuge zwischen Dichtung und Innenwand angeordnet, die nach Erhärten des Betons mit Stampfbeton, Korngröße bis zu 7 mm ohne jeden Splittzusatz, ausgefüllt worden ist.

Der weitere Baufortschritt gestaltete sich so (Abb. 7b), daß erst die Innenwände in etwa 3 m hohen Streifen betoniert, das Mauerwerk auf der Außenwand abgebrochen, die Dichtung aufgeklebt, die Außenwände dagegen betoniert und wieder Mauerwerk zum besseren Anschluß der Dichtung aufgemauert wurde. Die Innen- und Außenwände sind durch Anker, entsprechend den Ankern in der Decke, miteinander verbunden worden. Dabei wurden die Außenwände an den Ecken des Senkkastens durch durchgehende Fugen voneinander getrennt, damit sie auf die

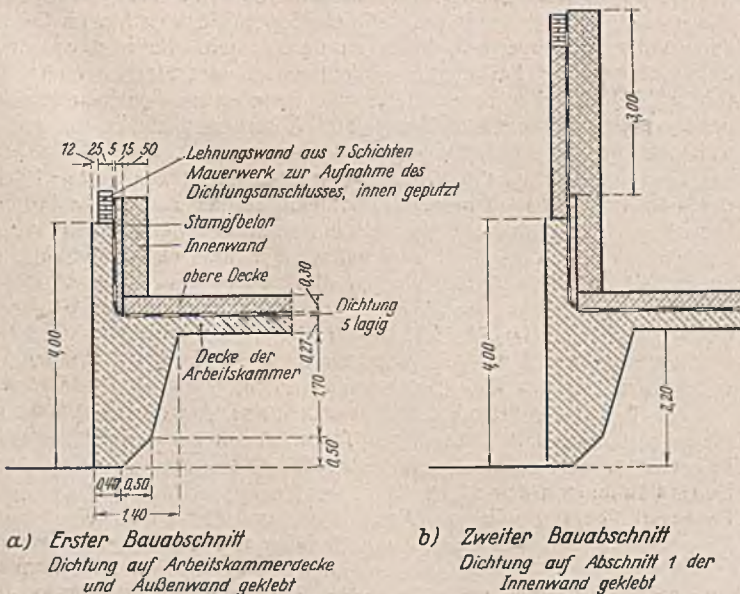
Dichtung überall aufgepreßt werden konnten. Abb. 8 zeigt einen Blick in das Innere des Senkkastens.

Oberhalb des Grundwasserspiegels wurde der Boden ohne Druckluft durch die beiden Schleusen aus der Arbeitskammer herausgefördert. Durch sein eigenes Gewicht hatte sich der Senkkasten etwa 50 cm tief in den aufgespülten Sandboden eingedrückt. Durch die oben erwähnten Vorsichtsmaßnahmen wurde jedoch erreicht, daß sich der Senkkasten beim Absenken nicht weiter in die Torfschicht eindrückte und so das Leben der in der Arbeitskammer arbeitenden Gefolgschaft und die Sicherheit des Bauwerks gefährdete. Vom Grundwasserspiegel ab wurde unter Druckluft gearbeitet. Entsprechend dem Baufortschritt wurden dann die Kanthölzer unter den Sicherheitsstützen und die Betonplatten unter der Senkkastenschneide entfernt. Der Moorboden, vor allem aber der Schlickboden, wurde durch die Druckluft so trocken geblasen, daß er stichfest war und sich leicht fördern ließ.

Während des Absenkens stellte sich heraus, daß genau unter der Schneide am alten Speicher zwei senkrecht stehende Peiner Spundbohlen 30 L angetroffen wurden, die noch von einer Proberammung am alten Speicher stammten. Die Bohlen mußten unter der Schneide Stück für Stück mit dem Schneidbrenner abgeschnitten werden. Die Arbeiten bereiteten gewisse Schwierigkeiten, hinderten aber den Baufortschritt nicht. Sie mußten in der nächtlichen Arbeitspause durchgeführt werden, da das Abbrennen während der Arbeitszeit mit Rücksicht auf die unter Druckluft arbeitende Belegschaft wegen der frei werdenden Verbrennungsgase nicht möglich war.

Das Absenken des Senkkastens ging im allgemeinen glatt und ohne Schwierigkeiten vor sich. Zur Erhöhung des Gewichts des Senkkastens mußten etwa 2600 m³ Füllboden eingebracht werden, statt, wie nach den Belastungsannahmen errechnet war, 1000 m³, ein Beweis dafür, daß mit zu ungünstigen Reibungs- und Böschungswinkeln gerechnet worden war. Wesentliche Schwankungen in der waagerechten Lage des Senkkastens sind nicht eingetreten. Geringeres Voreilen konnte durch Unterbauen oder Freilegen der Schneide und der Stützen immer verhindert werden. Die Abweichungen konnten sowohl außen an eingebauten Marken wie auch im Innern durch Einwiegen festgestellt werden.

Um ein Ausknicken der unter dem Giebel des alten Speichers stehenden tragenden Peiner Stahlspundwand zu vermeiden, wurde der Raum zwischen Senkkasten und altem Speicher laufend mit Sandboden verfüllt. So wurde erreicht, daß sich das bestehende Bauwerk, wie genaue Beobachtungen ergaben, nicht bewegte. Während des Absenkens wurden die Randzellen des alten Speichers



a) Erster Bauabschnitt
Dichtung auf Arbeitskammerdecke und Außenwand geklebt
b) Zweiter Bauabschnitt
Dichtung auf Abschnitt 1 der Innenwand geklebt

Abb. 7. Einbau der Dichtung des Senkkastens.

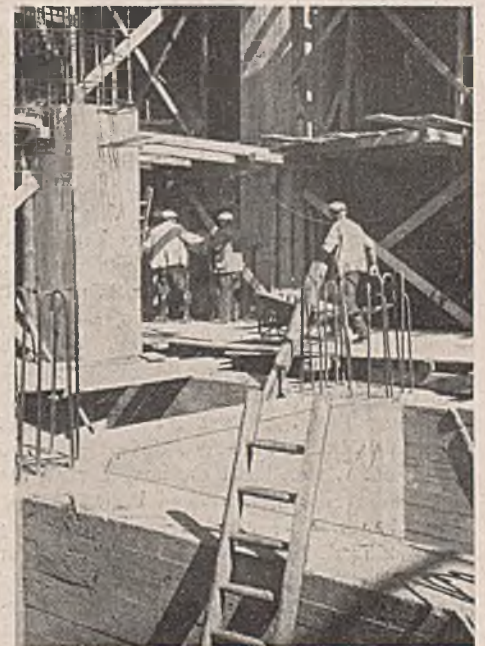


Abb. 8. Blick in den Senkkasten. Im Vordergrund die noch offenen Felder des Trägerrosts vor dem Ausbetonieren.

aus Sicherheitsgründen entleert. Beim tieferen Absenken lief der Senkkasten allmählich vom alten Speicher weg, obwohl er eigentlich durch den einseitigen stärkeren Erddruck auf den alten Speicher hätte zulaufen müssen. Es wurde dann festgestellt, daß die Lage der alten Peiner Stahlspundwand stark von der Sollage abwich. Zwei Bohlen, die aus dem Schloß gesprungen waren (Abb. 9), waren so weit aus der Lotrechten abgewichen, daß der Senkkasten an ihnen entlang geglitten war.

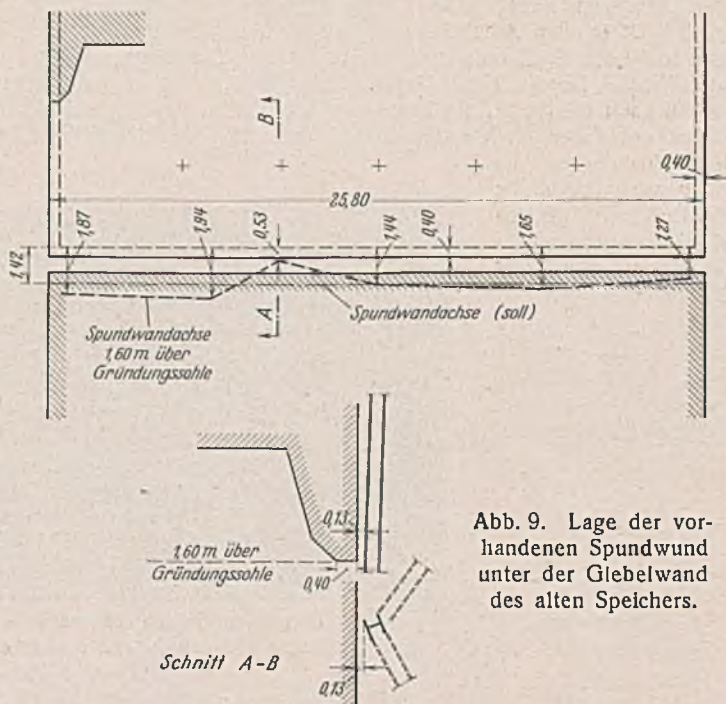


Abb. 9. Lage der vorhandenen Spundwand unter der Giebelwand des alten Speichers.

Die Bohlen mußten dann vom Senkkasten her mit dem Schneidbrenner abgeschnitten werden. Eine der Bohlen war noch im Steg gerissen und ragte bis zu 2 m weit in den Senkkasten hinein.

Beim Absenken zeigte es sich, daß etwa 1 m über der ursprünglich vorgesehenen Tiefe genügend tragfähiger Boden bereits erreicht war. Man hätte also bei einem gewöhnlichen Bauwerk in der erreichten Tiefe mit der weiteren Absenkung aufhören können. Wegen des Anschlusses der Beschickungsanlagen an den bestehenden Speicher mußte jedoch bis auf die Sollsole abgesenkt werden, da infolge des Einbaues der Tiefkellergeschosse eine Abänderung der Kellerdecken nicht mehr möglich

war. Im endgültigen Zustand liegt der Senkkasten nahezu vollkommen waagrecht, es ist nur ein Unterschied von 10 mm feststellbar.

Der Arbeitsraum wurde unter Zusatz von 300 kg/m³ Hochofenzement ausbetoniert, um auch hier dichten Beton zum Schutz gegen das Grundwasser zu erhalten.

6. Dichtungsversuche.

Während des Absenkens traten innerhalb des Trägerrostes des Tragwerks, in dem sich Regenwasser angesammelt hatte, Luftblasen auf. Sie waren zuerst nur etwa so groß wie ein Stecknadelkopf, wurden jedoch später mit zunehmendem Luftdruck immer größer. An einigen Stellen sprudelte die Luft sogar sehr lebhaft. Während ursprünglich die Luftblasen nur an wenigen Stellen auftraten, waren es später wenigstens 40 Stellen. Die Blasen traten nur an den Trägern, nicht etwa in der Mitte eines Feldes auf. Man befürchtete, daß die Dichtung versagt hatte; eine andere Erklärung für das Auftreten der Luftblasen war zunächst nicht zu finden. Nach Ausfüllen des Trägerrostes mit Füllbeton wurde die Luftblasenbildung zum Teil schwächer; später konnte sie nicht mehr beobachtet werden, da über dem Trägerrost zur Belastung des Senkkastens Füllboden eingebracht wurde.

Um die Herkunft der Luftbläschen festzustellen, wurde folgender Versuch unternommen: In einem Zylinder wurde die gleiche fünfblagige Dichtung zwischen zwei Betonschichten eingebaut. Dann wurde die Dichtung einmal mit Wasser bis zu 2 at Überdruck und das andere Mal mit Luft bis zu 2 at Überdruck beansprucht. Es zeigte sich bei diesen beiden Versuchen, daß die Dichtung an den Ankern wohl gegen Wasser völlig dicht war, daß sie jedoch Luft durchließ. Für ein Bauwerk genügt aber im allgemeinen die Wasserundurchlässigkeit. In der Tat sind die in dem Senkkasten eingebauten Keller bis heute vollkommen wasserdicht geblieben. Um bei späteren Bauten ähnlicher Art zu verhindern, daß Luft durch die Dichtung durchtreten und hierbei unter Umständen Zerstörungen hervorrufen kann, erscheint es zweckmäßig, eine dünne Metallhaut in die Dichtung einzulegen.

7. Gesundheitsvorschriften.

Für die im Senkkasten unter Druckluft beschäftigten Arbeiter wurden die gesetzlichen Vorschriften über die Dauer des Ein- und Ausschleusens, die Länge der Arbeitszeit, die Ernährungsweise u. a. genau beachtet. Auch die Vorschriften über die ärztliche Betreuung sind streng eingehalten worden. Auf diese Weise konnten gesundheitliche Schädigungen oder Drucklufterkrankungen — bis auf einige ganz leichte Fälle — vermieden werden. Auch die durchfahrenen Torf-, Moor- und Schlickschichten haben auf die in der Arbeitskammer Beschäftigten keinen gesundheitsschädigenden Einfluß gehabt, Ausdünstungen waren nicht festzustellen.

Der Bergrutsch am Petersberg bei Gau-Odernheim in Rheinhessen im Jahre 1940.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Bergrat Dr. W. Wagner, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Durchwandert man das Mainzer Becken, so fallen dem Beobachter die unruhigen Geländeformen auf. Die meist flachfallenden Gehänge zeigen keine gleichmäßige Böschung, sondern zerteilen sich in sanftwelliges Gelände. Den Gehängen sitzen hintereinandergeschaltete, flachwellige Hügel auf, die zumeist der Richtung des Talrandes folgen. Sie lassen in den Wellentälern muldenförmige Vertiefungen entstehen, die nicht selten kleine Wasseransammlungen enthalten.

Beobachtet man den Abfall des Rheinhessischen Höhenrückens zwischen Mainz und Bingen während mehrerer Jahre, so stellt man ein dauerndes Gekrleche der Erdmassen fest. Von kleinen Pausen unterbrochen, findet eine Bewegung vom Hang zum Tal hin statt. Bisweilen aber geht die langsame Erdbewegung plötzlich in eine schnelle über, eine größere Erscholle löst sich, ein Bergrutsch entsteht und lenkt durch seine verheerenden Wirkungen die allgemeine Aufmerksamkeit auf sich.

Rheinhessen ist das Gebiet Westdeutschlands, das infolge von Rutschungen in Straßen und Bahneinschnitten die größten Summen für die Unterhaltung seiner Verkehrswege aufbringen muß; allein die Verfestigung des Rutschgeländes der Bahnanlagen von Alzey erforderte nahezu 1 Mill. RM Kosten.

Nicht umsonst hat die Bevölkerung in den meist betroffenen Teilen des Landes die gefährlichen Böden mit dem bezeichnenden Ausdruck „Schleichsand“ benannt, der selbst in der geologischen Wissenschaft zur Benennung dieser Schicht Eingang gefunden hat.

Immer wieder sucht der Mensch nach Maßnahmen, um das Verhängnis zu vermeiden oder den beginnenden Rutschungen Einhalt zu tun, aber in den meisten Fällen versagt seine Kunst, da die Ursache für die Entstehung einer Rutschung verschieden sein kann und erst erforscht sein muß, ehe Abhilfe geschaffen werden kann.

Die Standfestigkeit des Untergrundes ist in erster Linie von seiner Beschaffenheit abhängig, die aber bei rutschgefährlichen Böden dem Grad

nach sehr verschieden sein kann. Von wesentlicher Bedeutung sind ferner die Geländegestaltung und der geologische Aufbau (die Schichtenfolge mit ihrer Wasserführung und die Schichtenlagerung). Endlich übt das Klima einen entscheidenden Einfluß auf die Auslösung von Rutschungen aus, wenn seine Wärmeschwankung sehr groß ist und die Niederschläge den Boden nachhaltig angreifen können. Es ist deshalb zweckmäßig, alle größeren Rutschungen nach obigen Gesichtspunkten hin im Gelände und in der Erdbauversuchsanstalt zu untersuchen. So wird es mit der Zeit gelingen, für bestimmte, geologisch im wesentlichen einheitliche Gebiete die Ursachen zu ermitteln, und dann ist man auch in der Lage, bestimmte, für einen Ort brauchbare Abwehrmaßnahmen in anderen geologisch gleich aufgebauten Gebieten anzuwenden.

Gerade der nasse Herbst 1939 und die strenge Kälte des Winters 1939/40 riefen im Frühjahr 1940 besonders häufige Rutscherscheinungen in Rheinhessen hervor, von denen eine, die ein besonders großes Ausmaß erreichte und sich in einem geologisch einheitlich gebauten Gebiet ereignet hat, im nachfolgenden dargestellt werden soll.

Auf der Kartenskizze (Abb. 1) ist die Lage des Rutschgebietes zu ersehen, wo sich im März 1940 auf der Nordseite des Petersberges (Gemarkung Bechtolsheim) der Rutsch ereignet hat. Aus Abb. 2 kann die Ausdehnung des Rutschgebietes erkannt werden.

Der Petersberg besteht fast ausschließlich aus uneben brechenden Mergelgesteinen, d. h. kalkhaltigen Tonen, denen nur wenige feinsandige Mergellagen eingeschaltet sind. Schieferige, geschichtete Lagen fehlen. Es sind Bildungen des mitteloligozänen Meeres im Mainzer Becken. Sie liegen völlig flach, wie das Vorkommen von Lagen mit versteinerten Muscheln (*Ostrea cyathula*, *Perna Sandbergeri*, *Pectunculus obovatus*) in der gleichen Höhenlage an allen Seiten des Berges beweist. Natürliche gegebene Gleitflächen infolge einseitig gerichteter Schichtenneigung des Gesteins sind also in diesen Mergeln nicht zu erwarten. Die Mergel

gehören am Fuß des sich 100 m über die Talsohle der Selz erhebenden Berges (246 m NN) bis etwa zur Höhenlinie 160 m NN dem oberen Rupelton an, die darüber folgenden Mergel bis etwa zur Höhenlinie 225 sind sicher als Schleichsandmergel zu bezeichnen. Bei den obersten 18 m des Berges ist es zweifelhaft, ob sie noch zu dieser Stufe oder zu den darüber abgelagerten brackischen Cyrenenmergeln zu rechnen sind. Der Gipfel ist von dem Mauerwerk einer alten Ruine eingenommen. Je nach der Durchfeuchtung schwankt die Farbe der Mergel von lichtblaugrau (trocken) zu dunkelblaugrau (feucht). Der ganze Berg zeigt nach allen Richtungen hin flachwellige Formen, die deutlich das Ergebnis vieler älterer Rutschungen darstellen. Es fragt sich, worin besteht die Rutschgefährlichkeit dieser Mergelböden, warum verändern sie im Gelände immer wieder ihren natürlichen und dabei geringen Böschungswinkel?

Zunächst betrachten wir einmal das Verhalten des Bodens dem Wasser gegenüber, das bekanntlich auf alle bindigen Böden einen wesentlichen Einfluß ausübt. Wie Untersuchungen im erdbaumechanischen Prüfraum des Geologischen Instituts der Technischen Hochschule Darmstadt zeigen, hat der Mergel die Eigenschaft, bis zu 115% Wasser langsam aufzunehmen. Dieses Verhalten bedingt eine Raumvergrößerung der Mergel oft über das Doppelte, d. h. sie quellen. Dabei halten sie das Wasser fest und verwehren ihm den weiteren Austritt. Dieser Boden wird also nur bis zu geringer Tiefe von Wasser angegriffen. Untersucht man ihn 2 m unter der Oberfläche, so hat er hier seine natürliche dichte Beschaffenheit, vorausgesetzt, daß sein Gefüge einheitlich geblieben ist. In unserem Falle haben wir es aber mit senkrecht stark zerklüfteten Mergeln zu tun, so daß das Wasser sie nicht nur an der Oberfläche angreifen und erweichen, sondern sich noch in der tieferen Mergelmasse auswirken kann.

Wie kommt diese Zerklüftung der Mergel zustande?

So, wie die Mergel ihren Rauminhalt durch Wasseraufnahme stark vergrößern und dabei ihre Haft- und Scherfestigkeit und damit ihre Tragfähigkeit wesentlich verringern, ebenso geben sie bei Trockenheit ihr Wasser ab, sie schrumpfen. Je trockener sie sind, um so mehr nimmt ihre Oberflächenspannung zu, um so größer wird ihre Haft- und Scher-

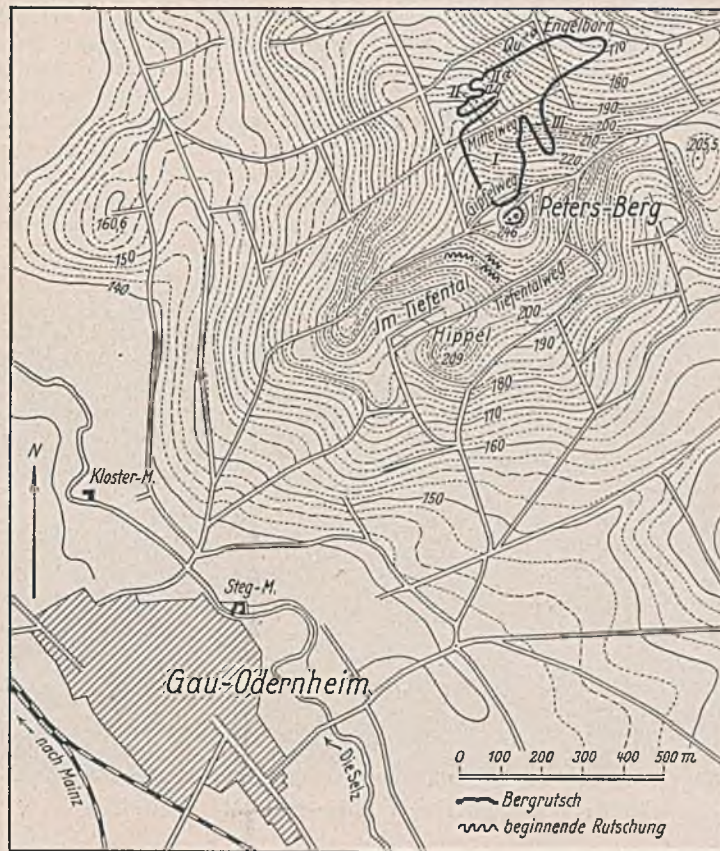


Abb. 1.

festigkeit und um so größer ihre Tragfähigkeit. Da es sich um Böden handelt, bei denen die Größe der sie zusammensetzenden Einzelteilchen meist bei und unter 0,002 mm (2μ) liegt (s. umstehende Übersicht), ist bei den Mergeln des Petersberges die Raumverminderung recht bedeutend und ein Netz von Trockenrissen überzieht bei längerer Trockenheit den Boden. Schon zum Teil nach 14-tägiger Trockenheit lassen sich in den rheinhessischen Mergelböden bis fingerbreite, 1 m tiefe Schrumpfrisse beobachten und an anderen Orten konnten in trockenen Sommern Risse von 3 cm Breite bis zu 2,50 m Tiefe festgestellt werden. Eine von der Gebirgsbildung herührende Zerklüftung konnte nicht beobachtet werden, auch sprechen hiergegen die gleichmäßig auftretenden Ablagerungen von Versteinerungen.

Im Sommer 1939 sind Trockenrisse wie in jedem Sommer im Mergelboden entstanden. Im Herbst herrschte in Rheinhessen eine ungewöhnliche Regenzeit. Sämtliche Trockenrisse wurden stark mit Wasser angefüllt. Trotzdem ist die Erweichung der Mergel, d. h. eine Verringerung ihrer inneren Reibung und ihrer Haftfestigkeit im ganzen Bereich bis zu der Tiefe, in die die Trockenrisse hinabreichen, nicht

eingetreten, es bleiben immer noch größere Schollen von Mergel fest, aber die zahlreichen breiteren und schwächeren, mehr oder weniger tiefen Spalten füllen sich mit Wasser, und der so entstandene ruhende Seitendruck des Wassers leitet den Rutschvorgang ein. Die Risse verbreitern sich und schließen sich dem Gelände entsprechend zu den ersten Abbrüchen zusammen. Es ist anzunehmen, daß sich das fragliche Gelände in dieser unsicheren Gleichgewichtslage befand, als der Frost einsetzte. Die ungewöhnlich starke Kälte des Winters 1939/40 ließ den Boden bis zu 1,20 m Tiefe gefrieren, und nun setzte die Sprengwirkung des Frostes ein, durch die es zu einer weiteren Verbreiterung nicht nur der Spalten und größeren Risse kam, sondern zu einer Feinzerklüftung und Auflockerung des gesamten Bodens bis etwa zu 1,2 m Tiefe. Jetzt war das Gelände zur Rutschung reif, die durch das Auftauen des Spalteneises und die Schmelzwässer ihren Anstoß erhielt. Erneut und in noch größerem Umfang als im Herbst wirkt der Seitendruck des Wassers jetzt auf eine Gesteinsmasse ein, die durch die starke Zerklüftung und Wasseraufnahme ein inneres Gleitgefüge erworben hat, d. h. sie besteht jetzt aus zahlreichen kleineren Mergelschollen, die oberflächliche Erweichung aufweisen und zahlreiche Schmier- und somit Gleit-



Abb. 2. Gesamtbild des Bergrutsches am Petersberg.

flächen erhalten haben. Diese schließen sich zu größeren Gleitflächen zusammen, die Scherfestigkeit des Mergels, sein Gleitwiderstand wird überwunden und unter rückwärtigem, muschelförmigem Abreißen kommt die Rutschung in Gang. Der natürliche Böschungswinkel, der sich im Anschluß an ältere Rutschbewegungen herausgebildet hatte, wird jetzt verändert, der volle Wasserdruck — des Kluftwassers und des Porenwassers — wird in einem flachen Berghang wirksam, der in nur unsicherem Gleichgewicht ist. Der ursprüngliche Böschungswinkel des Berges beträgt vom Gipfel bis zur Quelle Engelborn, also in einer Linie, die über den Bergrutsch hinwegführt, durchschnittlich nur $7,5^\circ$, nur an wenigen Stellen auf dieser Strecke erreicht er 10° , der Neigungswinkel ist also durchweg sehr gering. Die Flachheit des Geländes läßt auch Abb. 2 erkennen.

Die Bewegungen vollziehen sich in bestimmten Flächen geringsten Widerstandes; es sind die Gleitflächen, die in ihrer Gestalt uneinheitlich gekrümmt sind und etwa als Schaufelflächen bezeichnet werden können. Sie waren vor Beginn der Rutschung nicht vorhanden, sondern sind erst während derselben neu entstanden.

Welche Schlüsse lassen sich aus den in der folgenden Tafel zusammengestellten, in der Erdbauversuchsanstalt gewonnenen Untersuchungsergebnissen ziehen?

Rutschung Petersberg.

Probe Nr.	Stoffgewicht	Kornverteilung in %				Rollgrenze	Fließgrenze	Plastizitätszahl	Wasseraufnahme im Enslingerät
		über 0,1 mm Sand	0,1—0,02 mm Mehlsand	20—2 μ Schluff	< als 2 μ Ton				
1	2,70	3	19	38	40	29,8	66,5	36,7	88,6
2	2,71	0	1	34	65	35,1	70,4	35,3	104,8
3	2,68	1	2	32	65	33,3	88,0	54,7	112,2
4	2,69	0	2	38	60	26,8	65,6	38,8	101,2

Die Bestimmung des Stoffgewichtes (spezifischen Gewichtes) zeigt eine große Einheitlichkeit des Bodens (die Zahlenwerte liegen innerhalb der Fehlergrenze). Es ist für Mergel ziemlich hoch, was auf das Stoffgewicht des beigemengten Glimmers (Muskowit 2,76 bis 3,1) zurückzuführen ist.

Die Einheitlichkeit in der Kornverteilung ist durch einen langandauernden gleichmäßigen Absatz der Feinteilchen in einem vom Ufer ziemlich entfernten Meeresbecken entstanden. Nur Probe 1 beweist die Zwischenschaltung einer etwas feinsandigeren Lage. Die Teilchengröße liegt meist bei oder unter 2 μ , entspricht also dem vom Atterberg für die Bodenkunde eingeführten Begriff „Ton“.



Abb. 4. Abrutschendes Gestein auf einer Gleitfläche.

Die Werte für die Fließgrenze und die Plastizitätszahl, die die Rutschgefährlichkeit eines tonigen Bodens zum Ausdruck bringen, sind hoch.

Endlich zeigt die Wasseraufnahmebestimmung im Enslingerät, daß der Boden eine große Menge Wasser aufnehmen kann. Diese Wasserbindung wird durch das Vorherrschen der Kleinteilchen unter 20 μ verursacht. Diese, die als Schluff und Ton bezeichnet werden, bestehen aber nicht aus „einer“ Schluff-Tonmasse, sondern einem Gemenge verschiedener Mineralien (Quarz, Glimmer und den verschiedenen Ton-

mineralien), so daß der Grad der Quell- und Schrumpffähigkeit des Bodens nicht nur durch die vorherrschende Kleinheit und die Blättchenform der Teilchen bedingt ist, sondern auch durch das verschiedene Verhalten der chemisch verschiedenen Tonmineralien. Diese sind als wasserhaltige Aluminiumsilikate in der Lage, über das vorhandene gebundene Wasser hinaus noch weiter Wasser aufzunehmen und wieder abzugeben. Die hohe Wasseraufnahmefähigkeit des Bodens spricht dafür, daß sein Tongehalt nicht nur durch Kaolinit gebildet wird, sondern daß auch Montmorillonit und Halloysit in ihm vorkommen könnten (eine Untersuchung mit Röntgenbildern könnte Aufschluß geben).

Die Mergel des Petersberges enthalten Quarz, Glimmer und Kalk (Verwitterungsreste) und Tonmineralien (Verwitterungsneubildungen). Ihre

Entstehung verdanken sie den schwebenden, vom Flußwasser aus dem Gebirge mitgebrachten Feinteilchen (Trübe), die in dem Meeresbecken zum Absatz kommen. Dieses Gebirge wurde in der Tertiarzeit von mächtigen Verwitterungsböden eingenommen, die aus Gesteinen des Rotliegenden hervorgegangen sind. Jeder, der den Aufbau des Rotliegenden im Hinterland des Malzer Beckens kennt, weiß, wie mannigfaltig die Gesteinsbeschaffenheit ist (Melaphyre, Porphyre, Tuffe und Trümmergesteine) und wie noch heute an einigen Stellen viele meterstarke Verwitterungsböden erhalten sind. Die aus diesen hervorgegangenen feinen Abschwemmungen sind, zumal auch die Verwitterungsumstände nicht immer die gleichen sind, chemisch verschieden beschaffen und infolgedessen auch bei oft gleicher oder nur gering verschiedener Korngröße in ihrer Fähigkeit, Wasser aufzunehmen, merklich verschieden, wie auch die nebenstehende Übersicht erkennen läßt.

Der Schauplatz der Rutschungen ist meist Weinbaugelände, also ein Gebiet, in dem eine schützende Pflanzendecke dem Boden fehlt. Er liegt, wie Abb. 1 zeigt, in einer flachen Mulde, die als Sammelwanne und Abflußrinne für das Niederschlagswasser dient.

Es läßt sich ein oberes Gebiet der Abtragung von einem unteren der Auflagerung trennen, wobei im tieferen Teil des Abtragungsraumes sich bereits Schuttmassen anhäufen. Die eigentlichen Auflagerungsmassen schieben sich wie eine Zunge über unberührten Untergrund, insbesondere östlich des Weges, der vom Punkt 166,3 beim Engelborn nach Süden geht und der dabei zum größten Teil begraben wurde.



Abb. 5. Mit Wasser gefüllte Vertiefungen.



Abb. 3. Stufenförmiger Abbruch im oberen Teil.

Das gesamte Rutschgebiet zeigt drei größere Abbruchstellen (Abb. 2). Das größte Gebiet beginnt in etwa 235 m NN unmittelbar nördlich vom Gipfelweg an der Spitze des Petersberges. Von hier wälzt sich der Schuttstrom (I) zunächst nahezu von Süden nach Norden, mit geringer Abweichung nach Osten, in Richtung auf den Engelborn, in seinem unteren Teil wendet er sich mehr ostwärts.

Der zweitstärkste Abbruch (II) setzt in ≈ 215 m NN ein, und zwar nördlich des auf der Karte als Mittelweg bezeichneten Feldweges. Die Rutschbewegung vollzieht sich in seiner Richtung, d. h. von Westsüdwest nach Ostnordost. An diesen Abbruch schließt sich nördlich noch ein kleiner Muschelbruch an. Hier fließt dauernd etwas Wasser aus (siehe *aq* der Karte).

Endlich haben wir noch in 220 m einen etwa 20 bis 25 m breiten Abbruch, der 150 m nordöstlich des Gipfels vom Petersberg einsetzt. Von hier löste sich eine etwa 20 m breite Scholle und wanderte in Richtung Süd-Nord abwärts (III der Abb. 2).

In den Abtragungsbezirken des Rutsches sehen wir im obersten Teil Ausrischnischen mit muschelförmigen Staffelbrüchen von wenigen Metern bis 10 m Länge und bis zu 1,80 m Höhe. Nach unten werden die Brüche bedeutend geringer. Wir sehen eine Auflösung in staffelförmige kleine Erdstufen (Abb. 3). Allenthalben sind Gleitflächen zu sehen (Abb. 4), und diese liegen, nach den Aufschlüssen zu urteilen, selten tiefer als 2,50 m unter der alten Oberfläche. Es kann also angenommen werden, daß die zerstörende Einwirkung der Niederschläge und des Frostes auf den Mergelboden nur bis zu dieser Tiefe hinabreicht.

Bald stellen sich talabwärts im Abbruchgebiet Aufstauhungen und Wulstbildungen der Schuttmassen bis zu 2 m Höhe auf den Gleitflächen ein, und je weiter die Abwärtsbewegung sich vollzieht, um so höhere Aufstauhungen lassen sich erkennen. Überschiebungen und Einwicklungen von Erdschollen konnten beobachtet werden. Zwischen Bruch I und II wurden sogar auf dem stehengebliebenen Sporn noch Trümmernmassen aufgeschoben (Abb. 2). Hinter den Wulst- und Polsterbildungen entstehen kesselförmige Vertiefungen, in denen das Wasser sich ansammelt (Abb. 5). Von hier aus wird der vorgelagerte Schuttmantel besonders bei starken Niederschlägen erneut durchtränkt und zu weiteren Rutschungen vorbereitet. Die weiteren Rutschungen benutzen jetzt die neugeschaffenen Gleitbahnen.

Die Innenränder der Rutschgebiete zeichnen sich — wie Abb. 2 erkennen läßt — besonders scharf ab. Die meist fast senkrechten Wände zeigen infolge des Vorbeigleitens des Schuttstromes eine harnischähnliche Glättung (Abb. 4), auf der des öfteren deutlich eine Schrammung in der Richtung zum Tal beobachtet werden kann, eine Erscheinung, wie sie der Gletscher an den Felswänden im Hochgebirge hervorbringt. Aufgeschobene Erdwulstwälle an den Seiten lassen den Verlauf der Ränder an den Stellen erkennen, an denen sie verdeckt sind.

Im unteren Teil des Rutsches wirken die drei verschiedenen Schuttströme aufeinander ein und bringen ein wirres Durcheinander der Schollen zustande. Noch im letzten unteren Drittel wurden unter der Gewalt der abgehenden Massen Felder um 22 m blattförmig verschoben (Abb. 6 von *a* nach *a*₁).

Endlich sehen wir den Stirnbereich des Rutsches, die Zunge, nahezu als geschlossene Scholle mit großem Obstbaumbewuchs über die ungestörten Äcker südöstlich des Engelborns 30 bis 40 m weit hinweggeschoben (Abb. 7). Auf ihrem Weg legte sie stärkere Obstbäume um, ihr Stillstand wird durch einen steil geboschten Stirnrand von 2 bis 4 m Höhe gekennzeichnet.

Die Fläche, die zerstört wurde, umfaßt einen Raum von etwa 65 000 m². Die bewegte Erdmasse kann zu etwa 200 000 m³ veranschlagt werden.

Auf der Südseite des Berges kann man kleine Rutschstellen nach dem Tieftal zu (Gemarkung Gau-Odernheim) zwischen den Höhenlinien 215 und 225 m beobachten. Hier zeigt sich aber besonders in 220 bis 225 m nahe nördlich des Tieftalweges deutlich der Anfangszustand einer Rutschung in Form breiter Erdspalten mit muschelförmigem Verlauf, die sich der Talmulde anpassen (Abb. 8). Hier ist ein Gebiet, das sich in ganz unsicherem Gleichgewicht befindet. Werden die Zugspalten in den Mergeln noch durch

Schrumpfen erweitert und treten noch Trockenrisse hinzu, so ist bei einem schnell einsetzenden starken Niederschlag zu befürchten, daß auch hier eine größere Rutschung entsteht, die sich in das Tieftal hineinbewegen wird und das dortige Weinberggelände zerstören kann.

Die Rutschung am Petersberg ist nicht durch einen künstlichen Eingriff des Menschen veranlaßt, sondern durch die Natur selbst hervorgerufen. Sie ist in die Gruppe der durch die Natur bedingten Rutschungen einzuordnen, bei der die Erdbewegung rein durch die Art des Bodens verursacht wird, der durch Entziehung und Zufuhr von Wasser bei stark wechselnden Temperaturen sein physikalisches Verhalten ändert. Sie ist keine tiefgreifende Erdbewegung, sondern sie erstreckt sich bis höchstens 2,50 m unter die Oberfläche, wirkt sich aber selbst bei einem Böschungswinkel von 10° flächenhaft weit aus, ja es besteht die Möglichkeit, daß der ganze Petersberg nach allen Seiten zugleich in Bewegung kommt, wie ein Tonkuchen, der im Prüfraum durch Zusatz von Wasser zum Auseinanderfließen gebracht wird.

Diese Art Rutschung ist eine häufige Erscheinung im rheinhessischen Schleichsandmergel, aber sie ist nicht die einzige. Es können noch andere Ursachen hinzutreten, wie z. B. eine Schrägstellung der Schichten, wodurch gewisse Hänge für Rutschungen gefährdeter sind als andere, oder aber tiefer liegende Gleitflächen sind schon vorgezeichnet durch das Auftreten von für Wasser gut durchlässigen Feinsandschichten innerhalb der tonigen Mergel, wodurch tiefgreifende Rutschungen entstehen können. An diese Rutschungen schließen sich solche an, bei denen eine Zer-



Abb. 6. Blattförmig von *a* nach *a*₁ verschobene Erdscholle.



Abb. 7. Aufgeschobene Endzunge von 3 m Höhe auf flachem Gelände.



Abb. 8. Beginnende Spaltenbildung auf der Südseite des Berges.

klüftung der Mergel durch gebirgsbildende Kräfte entstanden ist, so daß ähnlich wie bei den Trockenrissen das Wasser Zutritt zu dem bindigen Boden erhält, nur, daß hierbei die Einwirkung des Wassers sich in größere Tiefe hinein ausdehnen kann. Ferner tritt auch der Fall auf, daß der Gehängeschutt der höher anstehenden miozänen Kalke auf den Schleichsandmergeln unter besonderen klimatischen Bedingungen zur Bildung eines Grundwasserspiegels und einer Gleitfläche auf den Mergeln Veranlassung gibt, so daß die Schuttmassen ins Gleiten kommen. Endlich sehen wir, daß bisweilen diluviale Schotter auf den stufenförmigen Bachufern oder Gehängeschuttmassen auf den Mergeln von abgerutschten Mergelschollen überdeckt werden, die anstehendes Gestein vortäuschen. Erst Bohrungen von mehreren Metern Tiefe lassen dann die tiefliegende Ursache in einer Gleitschicht erkennen, die sich am Grunde der wasserführenden Schotterstufe oder des Schuttes auf den Mergeln entwickelt.

Je nach der Ursache des Rutsches sind die Abwehrmaßnahmen zu treffen. Erst wenn die Ursache erforscht ist, kann man zur Abhilfe schreiten. In unserem Falle müssen nach Aufräumung der Weinberge die zum Teil oberflächlich mit Wasser gefüllten Vertiefungsgebiete entwässert werden. Dies muß bis zu der tiefsten Stelle der Gleitfläche hin mit Hilfe von Stollen durchgeführt werden. Erst dann können die Vertiefungen eingeebnet werden.

Da das Oberflächenwasser in unserem Fall der Hauptfeind der Standfestigkeit des Bodens ist, so muß seine Beseitigung das Hauptziel sein.

Das Gelände ist deshalb nicht nur unterirdisch in Höhe der Gleitflächen zu entwässern, sondern es ist vor allem oberflächlich mit einem Netz von betonierten Rinnen zu versehen, die das überschüssige Wasser schnell ableiten, so daß nur noch ein Teil in den von Schrumpfrissen durchzogenen Boden eindringen kann. Durch Bewuchs die Niederschläge festzuhalten, läßt sich im Weinbaugbiet nicht durchführen.

Schriftenverzeichnis.

Endell, K., Loos, W., Meischeider, H., Berg, V. Über die Zusammenhänge zwischen Wasserhaushalt der Tonminerale und bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Boden. Veröff. d. Instituts d. Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, Heft 5. Berlin 1938, Julius Springer.

Steuer, A. Über Rutschungen im Cyrenenmergel bei Mölsheim und anderen Orten in Rheinhessen. Notizbl. d. Ver. f. Erdkunde u. der Geolog. Landesanst. zu Darmstadt, IV. Folge, H. 31, 1910, S. 106 f.

Stiny, J. Zur Kenntnis und Abwehr der Rutschungen. Geologie u. Bauwesen, Wien 1929, S. 190.

Stiny, J. Die Rutschgefährlichkeit des Baugeländes und seine Untersuchung. Geologie u. Bauwesen, Wien 1938, S. 113 bis 123.

Wagner, W. Über Untersuchungen von Rutschungen in Tertiärschichten des Mainzer Beckens. Mitt. der Forschungsgesellsch. f. d. Straßenwesen e. V., Berlin Juni 1938, S. 35.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Frühjahrshochwasser der Warthe im März/April 1940.

Von Regierungsbaurat W. Jensen, Vorstand eines Wasserstraßenamts.

Nach der Eingliederung der Ostgebiete in das Deutsche Reich liegt der größte Nebenfluß der Oder, die Warthe, fast ganz im Gebiet des neuen Reichsgaues Wartheland. Die Bedeutung dieses Flusses für den neuen Gau als sein Hauptvorfluter und als wichtiger Verkehrsträger kommt also schon in der Namensgebung des Gaues zum Ausdruck.

Die Warthe führte nach der Schneeschmelze im März/April 1940 ein Hochwasser, das nicht nur eine bedeutende Höhe erreichte, sondern auch einen ungewöhnlichen Verlauf nahm. Es stellte die mit der Verwaltung des Flusses unterhalb von Warthbrücken (Kolo) betraute Reichwasserstraßenverwaltung vor besondere Aufgaben, zumal sie sich erst seit Anfang Oktober 1939 im Aufbau befand. Aus diesem Grunde und auch wegen der besonders im früheren russischen Gebiet herrschenden rückständigen Zustände und wegen der durch den Krieg angerichteten Zerstörungen mußten bei der Hochwasservoraussage und bei der Eis- und Hochwasserbekämpfung notgedrungen vielfach ungewöhnliche Wege beschritten werden. Die dabei im Verlauf des Hochwassers gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse bilden eine wertvolle Grundlage für die weiteren wasserwirtschaftlichen Arbeiten im Reichsgau Wartheland.

Allerdings waren inzwischen auch die Vorbedingungen für ein außergewöhnliches Hochwasser eingetreten. Schon die Niederschläge in den Herbstmonaten hatten den Wasserstand der Warthe in Posen im Oktober, November, Dezember 1939 erheblich über das langjährige Mittel ansteigen lassen, wie nachstehende Tafel zeigt (vgl. auch Abb. 2).

Wasserstand in cm am Pegel Posen.

	Oktober	November	Dezember
Mittel 1915 bis 1938	40	66	89
Mittel 1939	186	261	222

Dadurch war das Grundwasser angereichert, z. T. waren auch weitgedehnte Wiesenländerelen überflutet. Das Hochwasseraufspeicherungsvermögen der Warthe war also erheblich geschwächt. Kurz vor Weihnachten setzte zunächst ohne wesentlichen Schneefall Frost ein, der den Boden bis in größere Tiefe gefrieren ließ, also fast undurchlässig machte.



Abb. 1. Übersichtsplan der Warthe.

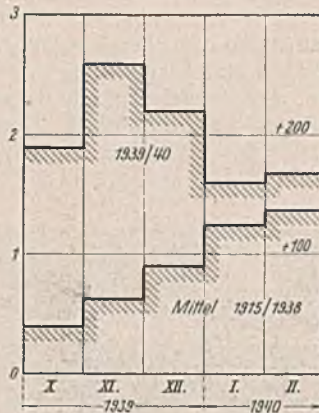


Abb. 2. Wasserstand von Oktober bis Februar am Pegel Posen.

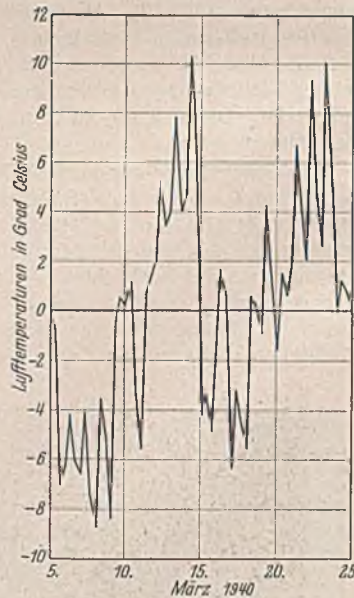


Abb. 3. Tages- und Lufttemperaturen bei Posen 5. bis 25. März 1940.

Die vorbereitenden Arbeiten für die Beobachtung, Meldung und Bekämpfung des Hochwassers wurden unter Benutzung der vorgefundenen oder von Warschau gehaltenen Unterlagen schon Anfang Oktober 1939 in Angriff genommen. Es wurden Pegel wiederhergestellt und beobachtet, die Nachrichtenübermittlung wurde sichergestellt, eine behelfsmäßige Vorhersage ausgearbeitet, ein besonderer Eis- und Hochwasserbeobachtungsdienst eingerichtet und die Verbindung mit den beteiligten Dienststellen hergestellt. So waren bei Beginn des Hochwassers im März 1940 trotz großer Erschwernisse die unter den Kriegsverhältnissen möglichen Vorbereitungen getroffen.

Es folgten in den Monaten Januar, Februar und März ungewöhnlich starke Schneefälle, so daß Anfang März im ganzen Niederschlagsgebiet der Warthe eine ziemlich gleichmäßige (gesetzte) Schneedecke von 40 bis 45 cm Höhe vorhanden war.

Trotz der durch den starken Frost stark herabgesetzten Zuflüsse lag der mittlere Wasserspiegel der Warthe in Posen auch in den beiden Wintermonaten Januar und Februar 1940 noch 36 und 28 cm über dem langjährigen Mittel. Der ganze Warthelauf war zugefroren und mit durchschnittlich 50 bis 52 cm dickem Eis bedeckt. Nach Ablauf des ersten Märzmittels trat plötzlich Tauwetter ein. Die Temperatur stieg sprunghaft

bis auf etwa +13° C, fiel aber nach wenigen Tagen wieder ab und schwankte dann zwischen vorfrühlingshaftem Wetter am Tage und mehreren Graden Frost in der Nacht (Abb. 3). Regen fiel während der Schneeschmelze nur in geringen Mengen.

Diesem Witterungsverlauf entsprach auch eine anfangs ungewöhnlich schnelle Schneeschmelze, die aber dann durch Nachfröste und erneute Eisbildung immer wieder unterbrochen und verlangsamt wurde.

Der Wasserstand der Warthe war am Ende des Frostes auf +107 cm am Pegel Posen, d. h. auf 24 cm über MW. herabgesunken. Dann setzte ein derart sprunghaftes Steigen ein, wie es bei den Hochwassern der letzten Jahrzehnte noch nicht beobachtet worden war. Das größte Hochwasser der Warthe dieses Jahrhunderts war das von 1924. Es ist auch das einzige größere Hochwasser, von dem für alle Warthepegel Vergleichswerte vorliegen. Am 13. und 14. März trafen die ersten Meldungen ein über starkes Steigen der Warthe und der Prosna, ihres wichtigsten linken Nebenflusses. Schon hieraus war zu erkennen, daß das Hochwasser sehr hoch steigen würde. Am Oberlauf der Warthe in Sieradsch wurde in der Warthe am 16. März abends mit 457 cm a. P. der höchste Stand erreicht, der den des letzten großen Hochwassers von 1924 (+450) um 7 cm überschritt (Abb. 4).

Fluß	Einzugsgebiet in km ² am Zusammenfluß von Warthe und Prosna	Wassermengen bei MW.		Wassermengen beim Eintritt des Hochwasser- scheitels der Prosna in die Warthe am 17. März 1940	
		in m ³ /sek	in sl/km ²	in m ³ /sek	in sl/km ²
Prosna	4 965	11	2,2	390	78,5
Warthe	15 770	82	5,1	280	17,8

(Kolo) und Konin am 17./18. März beim Herannahen der Hochwasserwelle brachen. Dadurch konnten große Wassermengen auf die weiten, zum großen Teil bewohnten Niederungen zwischen den genannten Städten durchbrechen (Abb. 7). Auch das ganze Gebiet des im Bau befindlichen Warthe-Goplosee-Kanals wurde überschwemmt (Abb. 8). Der Wasserspiegel der im Zuge dieses Kanals liegenden Seen wuchs so beträchtlich, daß er schließlich die am Süden der Seenkette liegende Schleuse Pontnow überflutete, so daß das Wasser nach Süden strömte und mit



Abb. 4. Pegelganglinie Sieradsch (Warthe).

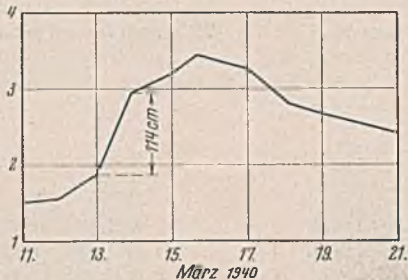


Abb. 5. Pegelganglinie Biersdorf (Prosna).

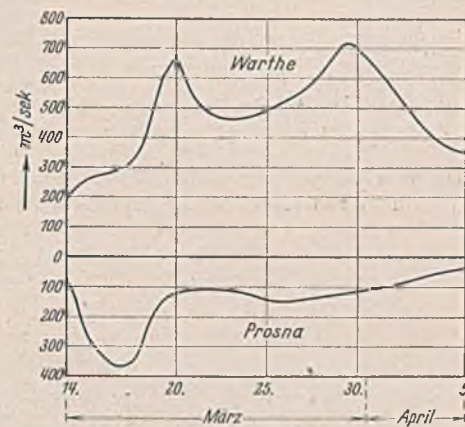


Abb. 6. Ungefähre Verteilung der Wassermengen am Zusammenfluß der Warthe und Prosna.

Ähnlich war die Lage im Oberlauf der Prosna, wo Biersdorf (etwa 4 km oberhalb von Kallsch) am 15. März abends mit 345 cm a. P. den Scheitel meldete, der damit 20 cm höher lag als der von 1924 (+325 a. P.) (Abb. 5). In Sieradsch war die Warthe in 24 Stunden vom 14. bis zum 15. März von 326 auf 440, also um 114 cm gestiegen (Abb. 6), in Biersdorf die Prosna vom 13. zum 14. März, also in 24 Stunden, von 186 auf 300 cm, d. h. ebenfalls um 114 cm. Während des Hochwassers 1924 war die höchste Steigung in 24 Stunden in Sieradsch 91 cm (von +354 auf 445 cm am 25./26. März 1924). Anstiegsgeschwindigkeit und Wasserstandshöhe ließen also nach den ersten Nachrichten aus den Oberlauf der Warthe und der Prosna ein höheres Hochwasser als 1924 erwarten, das damals in Posen den Wert von +638 cm erreichte. Tatsächlich erreichte das Hochwasser 1940 in Posen nur den Stand von +515 cm. Dieser ungewöhnliche, allen Berechnungen widersprechende Verlauf ist auf folgende Umstände zurückzuführen:

Die Scheitelwelle der Prosna ist der eigentlichen Warthewelle um etwa 3 bis 4 Tage vorausgelaufen. Die Prosna erreichte ihren Scheitel in Biersdorf bereits am 15. März abends, die Warthe in Sieradsch dagegen erst am 16. März abends, also volle 24 Stunden später. Biersdorf liegt nur 69 km oberhalb der Einmündung der Prosna in die Warthe, Sieradsch dagegen 188 km.



Abb. 7. Überschwemmte Straße in Warthbrücken (Kolo).

Aus diesem Grunde hat die Prosnawelle, die in ihrem Oberlauf, besonders in der Stadt Kallsch, erheblichen Schaden anrichtete, ihre Kraft in der Warthe selbst stark eingebüßt, wie obenstehende Tafel zeigt (vgl. auch Abb. 6).

Außer diesem Voreilen der Prosnawelle war für den Verlauf des Hochwassers entscheidend, daß die Warthedeiche zwischen Warthbrücken

starkem Gefälle und hoher Geschwindigkeit (3 bis 4 m/sek) durch die Schleuse Morzyslaw wieder in die Warthe zurückfloß. Außerdem brach etwa 2 km nördlich des Nordendes des Schlüsselsees (Stessiner Sees) beim Dorfe Gawrony ein Abschlußdamm, so daß das Wasser auch hier durch die vom See bis zum Abschlußdamm über Grundwasserpegel fertiggebagerte Kanalrinne freie Bahn zur Netzeniederung erhielt (Abbild. 9 u. 10). Glücklicherweise verhinderten auf der Durchbruchstrecke eingelagerte Torf- und Lettenbänke eine tiefere Auswaschung der Rinne. Nach wenigen Tagen gelang es, den Durchbruch durch einen Abschlußdamm am Nordende des Stessiner Sees zu schließen. Die Abflußmenge hat etwa 7 bis 8 m³/sek betragen.



Abb. 8. Lageplan des Warthe-Goplo-Kanals.

Schlimmer sah die Lage an der Schleuse Morzyslaw aus, wo die Schleuse unterspült zu werden drohte und die Vorhafendämme schon stark abgebrochen waren (Abb. 11). Ein Dammbalkenverschluß konnte bei der Strömung nicht eingebaut werden. Der rechte Warthedeich wurde daher unterhalb der Deichbruchstelle, aber kurz oberhalb und in der Nähe der Schleuse Morzyslaw absichtlich geöffnet, um das Seengebiet und die Schleuse zu entlasten. Das Vorhaben gelang. Die Strömung verringerte sich bald, so daß die Schleuse durch Dammbalken abgeriegelt werden konnte. Die so bewirkte Entlastung der gefährdeten Hochwasserwelle der Warthe war sehr erheblich, wie aus folgender Zusammenstellung der Scheitelpunkte der beiden Hochwasser von 1924 und 1940 hervorgeht:

Die so bewirkte Entlastung der gefährdeten Hochwasserwelle der Warthe war sehr erheblich, wie aus folgender Zusammenstellung der Scheitelpunkte der beiden Hochwasser von 1924 und 1940 hervorgeht:

Pegel	km der Warthe	höchster Wasser- stand bei HW.		HHW.-Höhe 1940 verändert gegen 1924 in cm
		1924	1940	
Sieradsch . . .	188	+ 450	+ 457	+ 7
Warthbrücken . . .	88,45	+ 385	+ 488	+ 103
Konin . . .	55,10	+ 342	+ 338	- 4
Lond . . .	22,40	—	+ 340	— 1)
Peysern . . .	3,60	+ 500	+ 417	- 83
Neudorf a/Bg. . .	5,40	+ 532	+ 457	- 75
Neustadt . . .	24,40	+ 485	+ 482	- 3 ²⁾
Schrimm . . .	56,05	+ 408	+ 378	- 30 ²⁾
Posen . . .	105,3	+ 638	+ 515	- 123
Obornik . . .	142,0	+ 850	+ 708	- 142
Birnbaum . . .	220,4	+ 499	+ 440	- 59

1) Der Pegel ist erst im Jahre 1930 errichtet.

2) Zwischen der Prosnamündung und Schrimm ist das Hochwasserflußbett nach 1924 streckenweise durch neue Deichbauten eingeeignet worden. Dadurch ist das Hochwasser hier höher gestiegen, als es bei dem Zustand des Abflußquerschnitts von 1924 der Fall gewesen wäre.

Die im Oberlauf über HHW. 1924 liegenden Wasserstandshöhen sind also unterhalb von Konin bei weitem nicht mehr erreicht worden.



Abb. 9. Durchbruchstrecke bei Gawrony.
Warthehochwasser fließt in die Netzeniederung ab.

Der große Wassereinbruch zwischen Warthbrücken und Konin hatte daher eine wesentlich niedrigere, dafür aber entsprechend länger auseinandergezogene Hochwasserwelle zur Folge als 1924. Dadurch wurde der unterhalb von Konin im Warthegau gelegene Lauf der Warthe so erheblich entlastet, daß das Hochwasser selbst — über die Eisschäden wird weiter unten berichtet — hier bei weitem nicht den Schaden anrichten konnte wie oberhalb. Die voreilende Prosnawelle erreichte Posen



Abb. 10. Durchbruchstrecke bei Gawrony.
Warthehochwasser fließt in die Netzeniederung ab.

am 19. März mit einem Pegelstand von + 471 cm (MHW. 1915 bis 1939 = + 309 cm). Die eigentliche Warthewelle, die oberhalb von Konin noch einen ausgeprägten Scheitel hatte, z. B. in Sieradsch am 16. März mit + 457 cm, in Warthbrücken am 18. März mit + 488 cm, begann sich in Konin in zwei weniger stark ausgeprägte Scheitel aufzulösen. In Konin war noch der erste Scheitelpunkt (am 18. März) der höhere, während nach unten hin allmählich der zweite Scheitelpunkt mehr überragte. In Posen z. B. erreichte die erste Warthewelle am 21. März den Stand von + 502 cm a. P., die zweite am 31. März dagegen + 515 cm a. P. Dabei

ist allerdings zu bemerken, daß der Verlauf des Hochwassers z. T. auch durch Eis beeinflusst wurde.

Die feste, rd. 50 cm dicke Eisdecke des Winters 1939/40 hat sich fast auf dem ganzen Warthelauf bis zum höchsten Wasserstand halten können. Sie war an sich schon wegen ihrer Dicke gegen Wasserstandschwankungen sehr widerstandsfähig; dazu kam, daß schon in den ersten Tagen des Hochwassers Nachfröste einsetzten, die den Abschmelzvorgang des Eises immer wieder unterbrachen. So kam es zwar tagsüber immer wieder auf kurzen Strecken zum Eisaufbruch und Eisgang (Abb. 12), der aber schon bald an einer Stromkrümmung oder an einem der vielen Abflußhindernisse zum Stehen kam. Auch Bäume und ganze Baumgruppen, im ehemals russischen Teil sogar Gehöfte und Dorfteile, haben vielfach Anlaß zu Eisversetzungen gegeben.

Die meist als große Eisfelder abtreibenden Eismassen bildeten eine große Gefahr besonders für die behelfsmäßig mit kurzen Spannweiten und vielen Pfeilern gebauten hölzernen Brücken (Abb. 13 bis 15). Die Gefahr wuchs von Tag zu Tag mit dem steigenden Wasserstand. Die Wirkung der Eisbrecher vor den Brücken ließ mehr und mehr nach und war bei dem eigentlichen Eisgang stark beschränkt, zumal, da die behelfsmäßigen Eisbrecher bei dem höchsten Wasserstand und dem eigentlichen Eisgang vielfach nicht oder nur wenig aus dem Wasser herausragten. Während im allgemeinen der Eisabgang auf der Warthe etwa 1 Woche



Abb. 11.
Zurückströmen in die Warthe durch die Schleuse Morzyslaw.

vor dem Hochwasser einsetzt und in 2 bis 3 Tagen beendet ist, hat sich der Eisgang 1940 auf dem ganzen Warthelauf unterhalb der Proсна etwa 1 Woche und oberhalb der Proсна wegen der geringeren Stromgeschwindigkeit sogar etwa 2 Wochen hingezogen.

Sämtliche Brücken waren rechtzeitig mit starken Hilfstruppen besetzt. Diesem Einsatz ist es zu verdanken, daß ein großer Teil der Brücken erhalten blieb oder, wenn Beschädigungen eingetreten waren, in kürzester



Abb. 12. Eisgang auf der Warthe.

Frst wieder betriebsfertig gemacht werden konnte. An einigen Stellen war allerdings das Eistreiben so stark, daß eine Bekämpfung vollkommen aussichtslos war. Wenn hier die Eisbrecher die sich manchmal mehrere Meter auftürmenden kernigen Eismassen nicht zerklütern oder von den hölzernen Jochpfeilern fernhalten konnten, war das Schicksal der Brücke meistens besiegelt.

Nach Durchgang der Hochwasserwelle hörte auch der Eisgang in etwa 2 bis 3 Tagen auf. Offenbar sind große Eismengen in die weiten Wieseniederungen oberhalb von Schrimm und oberhalb von der Proсна-

mündung abgetrieben und dort zum Abschmelzen gebracht worden. Jedenfalls sind die Eismassen aus dem Gebiet oberhalb der Prosnamündung zum größten Teil nicht bis nach Posen gelangt. Nach Ablauf des Hochwassers hat es sich herausgestellt, daß die Niederungen teilweise recht stark versandet und dadurch im Ertrag stark gemindert sind.

Zusammenfassend muß das Hochwasser von 1940 als eines der größten Warthehochwasser bezeichnet werden. Das Wasser selbst hat die größten Schäden oberhalb der Prosna verursacht, während unterhalb, besonders auf der Strecke von Posen bis Warthestadt, das Eis wesentlich gefährlicher als der Wasserstand selbst war, der durch den Deichbruch zwischen Warthbrücken und Konin wesentlich entlastet wurde. — Mengenmäßig überragt das Hochwasser von 1940 das von 1924 ganz erheblich. Wenn man das bis zu einem Wasserstand von + 300 cm a. P. Posen, d. h. bis zum höchsten schiffbaren Wasserstand abgeflossene Wasser als unschädlich bezeichnet, so sind 1924 in 16 Tagen 603 Mill. m³ „schädlichen“ Wassers die Warthe hinabgeflossen. 1940 wurde die Hochwasserspitze von 1924 von + 638 cm a. P. Posen zwar um 123 cm unter-



Abb. 13. Gefährdung einer Behelfsbrücke über die Warthe bei Eisgang.

Aus- und Umsiedlung ist zur Zeit eine wohl nie wiederkehrende Gelegenheit geboten, ohne langwieriges Enteignungsverfahren Flächen von Bebauung frei zu behalten und nötigenfalls auch zu erwerben.

Aus den gleichen Gründen muß gerade jetzt daran gegangen werden, Dörfer und Einzelgehöfte aus Niederungen zu entfernen, die zwar nicht im eigentlichen Hochwasserabflußgebiet, aber neben der Warthe in einem Gelände liegen, das als Auffangraum für größere Hochwasser nicht entbehrt werden kann. Auf die Dauer kann es nicht verantwortet werden, die Allgemeinheit mit den Kosten für umfangreiche Hilfsmaßnahmen zu belasten, weil Hochwasserabfluß- oder -speichergebiete planlos besiedelt worden

sind. Besonders im ehemals russischen Lauf der Warthe sind ländliche Siedlungen vielfach ohne Rücksicht auf die Erfordernisse eines geregelten Hochwasserabflusses angelegt worden.

Soweit diese Überschwemmungsgebiete landwirtschaftlich wertvoll sind, können sie auch vom Stande der Hochwasserabführung aus unbedenklich bis zum MHW. (+ 309 cm a. P. Posen) oder sogar noch



Abb. 14. Gefährdung einer Behelfsbrücke über die Warthe bei Eisgang.



Abb. 15. Eisgang an einer Warthebrücke.

schritten, die Gesamtwassermenge verteilt sich aber wegen der Ausbreitung auf die weiten Überschwemmungsgebiete auf 27 Tage. Die gesamte „schädliche“ Wassermenge betrug 1940 913 Mill. m³, d. h. 50% mehr als 1924. (Abb. 16).

Der Verlauf des Hochwassers von 1940 hat klar und eindeutig erwiesen, daß der Bau von Deichen an der Warthe außer den Vorteilen für die unmittelbar geschützten Ländereien auch große Gefahren für die

höher eingedeicht werden. Die Wasserführung der Warthe ist hierfür besonders geeignet, weil sie besonders große Hochwasser mit ganz wenigen Ausnahmen nur in den Monaten Dezember bis April aufweist, d. h. im wesentlichen außerhalb der eigentlichen Wachstumszeit.

Nach den Aufzeichnungen des Pegels Posen ist seit 1840, also in 100 Jahren, in der Zeit vom 1. Mai bis 15. November ein Wasserstand von + 300 cm a. P. Posen nur siebenmal, von + 350 cm nur zweimal

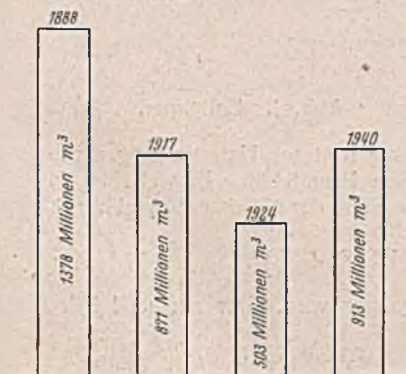


Abb. 16. Während des Hochwassers der Warthe abgeflossene „schädliche“ Wassermenge.

gesamten unterliegenden Flußniederungen mit sich bringen kann. Ein in Lage und Deichkronenhöhe falsch gebauter Deich kann weit mehr Schaden anrichten als Nutzen bringen. Die Erhaltung der jetzigen in den Niederungen beiderseits der Warthe vorhandenen natürlichen Wasserspeicherbecken ist für die Milderung der Hochwasserspitzen und der Hochwasserschäden der Unterlieger unbedingt notwendig. Darüber hinaus muß versucht werden, im Oberlauf der Warthe zusätzliche Speicherbecken zu schaffen. Wenn auch die Kriegezeit augenblicklich größere Bauten verbietet, so ist doch gerade jetzt der richtige Zeitpunkt, um sich den Raum für derartige Anlagen zu sichern. Mit der im Gange befindlichen

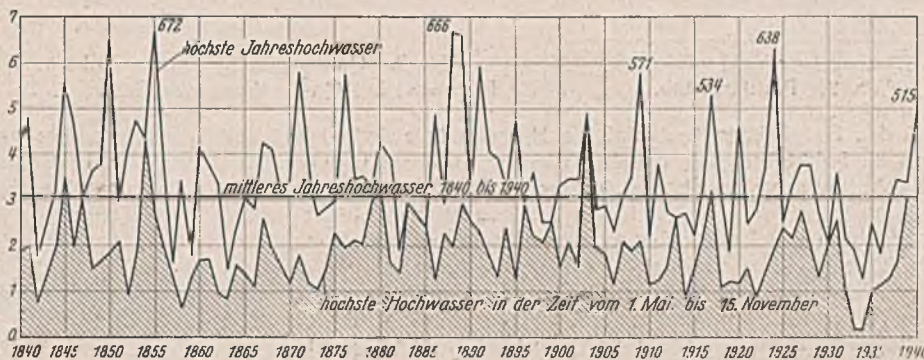


Abb. 17. Hochwasserstände der Warthe am Pegel Posen (Wallischie) 1840 bis 1940.

und von + 400 cm auch nur zweimal überschritten worden. Der höchste Wasserstand in dieser Jahreszeit überhaupt war im Jahre 1903 und betrug + 492 cm. (Abb. 17).

Eine durchschnittlich alle 50 Jahre vorkommende Überschwemmung der Wiesen im Sommer muß in Kauf genommen werden, weil sie bei weitem nicht den Schaden bringt, der durch eine Absperrung von Hochwasserschutzräumen der Allgemeinheit zugefügt wird. Dabei darf auch die ausgleichende Wirkung großer Speicherräume auf den Grundwasserspiegel nicht außer Betracht gelassen werden. Es ist also durchaus möglich, die Erfordernisse des Hochwasserschutzes mit denen der Landwirtschaft zu vereinen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einfluß der neuzeitlichen Böschungsgestaltung bei Reichsautobahnen und Landstraßen auf die Ermittlung der Erdmassen.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Johannes Schlums, Berlin.

Die Anpassungsfähigkeit der Verkehrswege an das Gelände.

Bei der Planung von Verkehrswegen aller Art hat man das Bestreben, diejenige Linie zu finden, die alle fahrtechnischen Forderungen nach einer wirtschaftlichen und sicheren Betriebsführung erfüllt, die sich aber gleichzeitig auch dem Gelände möglichst gut anpaßt. Hierdurch werden die Gesamtkosten niedrig gehalten, da die Kosten für die Erdmassenbewegungen in der Regel einen wesentlichen Anteil der Gesamtkosten betragen. Außerdem brauchen dann die natürlichen Gegebenheiten in diesen Fällen am wenigsten geändert zu werden, und der Verkehrsweg wird nicht mehr als Fremdkörper in der Natur empfunden. Diese Forderung nach bestem Angleichen an das Gelände hat zur Folge, daß die Ausgangswerte für die Planung der Linienführung mit der Veränderung der Geländegehalt abgewandelt werden müssen. Aus diesem Grunde sind die Grenzwerte dieser Ausgangswerte für das Flachland, das Mittelgebirge und das Gebirge zahlenmäßig festgelegt worden. Mit dem Übergang vom Flachland über das Mittelgebirge zum Gebirge wird die Geländeform für die Führung der Linie schwieriger, bei gleichbleibender Antriebskraft des Verkehrsmittels nehmen die Geschwindigkeiten ab, und die Ausgangswerte der Linienführung müssen im folgenden Sinne abgewandelt werden: die zulässigen Stelungen nehmen zu, die Krümmungshalbmesser in Grundriß und Längsschnitt nehmen ab, die Sichtstrecken werden kürzer, die Breite der Straße muß oft geringer bemessen werden.

Nicht alle Arten von Verkehrswegen lassen sich gleich gut an das gegebene Gelände anschließen. Die Eigenarten der betreffenden Verkehrsmittel und der zugehörigen Verkehrswege setzen diesem Bestreben gewisse Grenzen. Eine Kanallinie kann sich dem Gelände am schlechtesten anpassen, da sie im Längsschnitt waagerechte Haltungen mit zwischengeschalteten Hebewerken, im Grundriß große Bogenhalbmesser verlangt. Verlorene Gefälle müssen überhaupt ausgeschlossen werden. Diese starken Bindungen führen dann oft zu tiefen Einschnitten und hohen Dämmen oder Talbrücken. Im Gebirge können daher auch Kanäle kaum gebaut werden.

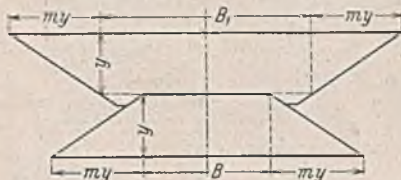


Abb. 1. Querschnitt für Einschnitt und Damm.

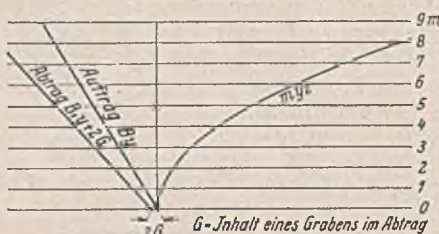


Abb. 2. Profilmaßstab.

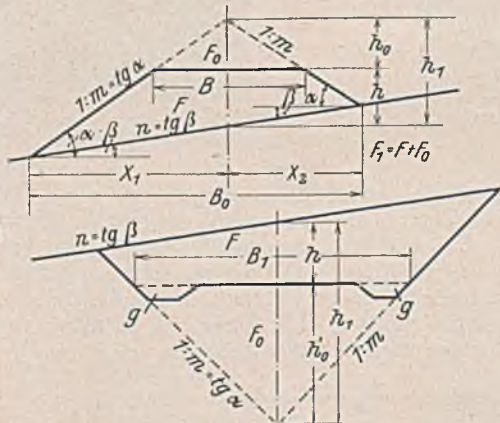


Abb. 3. Querschnitt für Damm und Einschnitt bei Querneigung des Geländes.

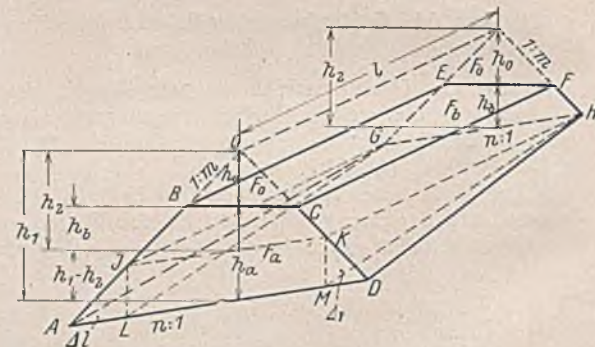


Abb. 4. Erdkörper.

Bei den Eisenbahnen bestimmt die Haftreibung zwischen Rad und Schiene die größte Steigung und hält diese in niedrigen Grenzen. Die Landstraßen sind anpassungsfähiger, nehmen jedoch dann oft eine erhebliche Verringerung der Lasten in Kauf. Auf den Reichsautobahnen sollen im Vergleich zu den Landstraßen größere Geschwindigkeiten entwickelt werden können. Dies verlangt eine zügigere Linienführung und ein stärkeres Abweichen vom Gelände als bei den Landstraßen unter sonst gleichen Voraussetzungen. Der Eingriff in das Gelände wird gleichzeitig noch durch das breitere Planum vergrößert. Der günstigste Fall, daß beim Bau eines Verkehrsweges überhaupt keine Massen befördert zu werden brauchen, kann vorliegen, wenn der Weg durch vollkommen ebenes oder stetig ansteigendes Gelände, etwa in einem Tale entlang, führt. Doch auch in diesen Fällen zwingen oft Quertäler oder andere Verkehrswege, die planfrei gekreuzt werden sollen, zu einem Abweichen der Längsneigungen vom Gelände.

Bisher übliche Böschungsgestaltung.

Der Dammkörper wird begrenzt durch Krone, Sohle und Böschungen, der Einschnitt durch Planum und Böschungen. Als Einschnittsfläche bezeichnet man die Fläche, die durch die Planums-, Böschungs- und die ursprüngliche Geländelinie begrenzt wird.

Diese Abhandlung befaßt sich mit der Gestaltung der Böschungen und ihrem Einfluß auf die Ermittlung der Erdmassen. Beim Bau der Eisenbahnen ist es von jeher üblich, die Böschungen ebenflächig zu be-

grenzen und ihnen, unabhängig von der Dammhöhe oder Einschnittstiefe, auf die ganze Höhe das gleiche Böschungsmaß zu geben. Der Grad der Neigung ist hierbei abhängig von der verwendeten Bodenart. Er liegt zwischen 1:1 und 1:2. Kennzeichnend für diese Böschungsgestaltung ist ein scharfer Knick am Übergang der Dammböschung in das Gelände. Damm- und Einschnittsquerschnitte erhalten bei waagrechttem Gelände Trapezform. Die beiden seitlichen Gräben beim Einschnitt werden bei der Massenermittlung durch einen Zuschlag besonders berücksichtigt. Das Übertragen der Querschnitte aus der Planung in das Gelände ist in diesem Falle einfach. Aus dem Höhenunterschied zwischen Gelände- und Planumhöhe und dem Böschungsmaß können die Breite der Dammsohle und die obere Breite des Einschnitts ermittelt werden.

Für die Massenermittlung müssen die Querschnitte so gelegt werden, daß sie durch Gerade miteinander verbunden sind. Dabei ist es gleichgültig, ob das Gelände waagrecht liegt und die Straße steigt oder fällt oder umgekehrt, ob eine waagerechte Straße durch welliges Gelände führt, oder aber, ob Gelände und Straße gleichzeitig von der Waagerechten abweichen. Die Endquerschnitte sind dann durch Ebenen oder windschiefe Flächen miteinander verbunden.

Massenermittlungsverfahren.

Es ist üblich, die Massen durch Mittelbildung der beiden begrenzenden Querschnitte des Erdkörpers und Vervielfachung dieses Wertes mit dem Abstand der Querschnitte, in Krümmungen mit dem Schwerpunktabstand, zu berechnen. Die Trapezform und die dadurch gegebene parabolische Abwandlung der Fläche mit der Veränderung der Höhe führte dazu, sogenannte Profilmaßstäbe aufzutragen, die durch quadratische Parabeln dargestellt werden und die es ermöglichen, mit Hilfe der aus dem Längsschnitt entnommenen Höhenunterschiede zwischen Gelände und Planum ein Flächenprofil und daraus das Massenprofil zu entwickeln (Abb. 1 u. 2)¹⁾. Dieses von Goering²⁾ entwickelte Verfahren wurde von W. Müller erweitert. Hiernach kann das Massenprofil durch entsprechende Wahl der Maßstäbe unter Verzicht auf das Flächenprofil aufgetragen werden. Weiterhin wird die Querneigung des Geländes berücksichtigt. Auch für windschiefes Gelände und für Stellen des Übergangs vom Damm zum Einschnitt hat Müller die Massen errechnet.

Besonders wertvoll für unsere weiteren Untersuchungen sind jedoch Müllers Feststellungen über den Raumfehler. Er weist an Hand der Abb. 3 u. 4) nach, daß bei Anwendung der üblichen Formel zur Ermittlung der Massen

$$(1) \quad J = 1/2 (F_a + F_b) l,$$

ein mathematischer Fehler begangen wird. Der genaue Inhalt des Erdkörpers beträgt:

$$(2) \quad J_{\text{genau}} = \left(\frac{F_a + F_b}{2} - \frac{\Delta r + \Delta l}{6} \right) l.$$

Der Raumfehler hat also die Größe $\Delta J = J - J_{\text{genau}} = 1/6 (\Delta r + \Delta l) l$, d. h. der angenähert ermittelte Inhalt ist um diesen Wert zu groß.

Unter Einführung der in Abb. 4 angegebenen Größen erhält man:

$$(3) \quad \Delta J = \frac{m (h_1 - h_2)^2}{6 (1 - m^2 n^2)} \cdot l$$

d. h. also, der Fehler nimmt mit dem Quadrate der Höhenunterschiede zu.

¹⁾ Abb. 1 bis 4 sind entnommen aus W. Müller, Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten. Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Goering, Massenermittlung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten. Berlin 1907, A. Seydel.

Da die Fehler immer die gleichen Vorzeichen haben, gleichen sie sich nicht aus. Die Summe dieser Fehler kann für eine untersuchte Linie einen erheblichen Wert ausmachen.

Bei dem beschriebenen Verfahren ist es erforderlich, für jede Höhe h_a und h_b der beiden Begrenzungsquerschnitte aus dem Profilmaßstab die Flächengröße zu ermitteln und dann in das Flächen- oder Massenprofil zu übertragen. Müller hat das Verfahren noch dadurch vereinfacht, daß er für die mittlere Höhe $h_m = 1/2(h_a + h_b)$, d. h. also für den Querschnitt in der Mitte zwischen den beiden Endquerschnitten am Profilmaßstab die Querschnittsfläche abgreift und dadurch einen Arbeitsgang erspart („Mittlere Profilrechnung“³⁾). An der angegebenen Stelle wird nachgewiesen, daß hierbei der Raumfehler

$$(4) \quad \Delta J = \frac{-m(h_1 - h_2)^2}{12(1 - m^2 n^2)} \cdot l$$

beträgt. Er ist also halb so groß wie bei dem üblichen Verfahren und negativ. Der näherungsweise ermittelte Inhalt ist daher gegenüber dem genauen zu klein. Auch dieser Fehler ändert sich mit dem Quadrate der Höhenunterschiede. Er läßt sich angenähert durch eine geringe Maßstabsänderung im Profilmaßstabe beseitigen.

Das vorstehend beschriebene Verfahren von Müller zur Ermittlung der Erdmassen bei Dämmen und Einschnitten mit gleichbleibendem Böschungsmaß ist somit mathematisch genau, da der Raumfehler beseitigt ist, der bei der Berechnungsweise nach der allgemein üblichen Formel $J = 1/2(F_a + F_b)l$ in die Rechnung eingeht.

Neuzeitliche Böschungsgestaltung.

Die zu Anfang erwähnte Forderung nach möglichster Angleichung des Verkehrsweges an das Gelände wird ebenso wie für den Längsschnitt auch für den Querschnitt gestellt und hat dazu geführt, daß bei den Reichsautobahnen die Böschungen nicht mehr auf die ganze Länge der Linie unabhängig von der Dammhöhe und Einschnittstiefe die gleiche Neigung erhalten. Die Böschungsneigungen richten sich vielmehr —

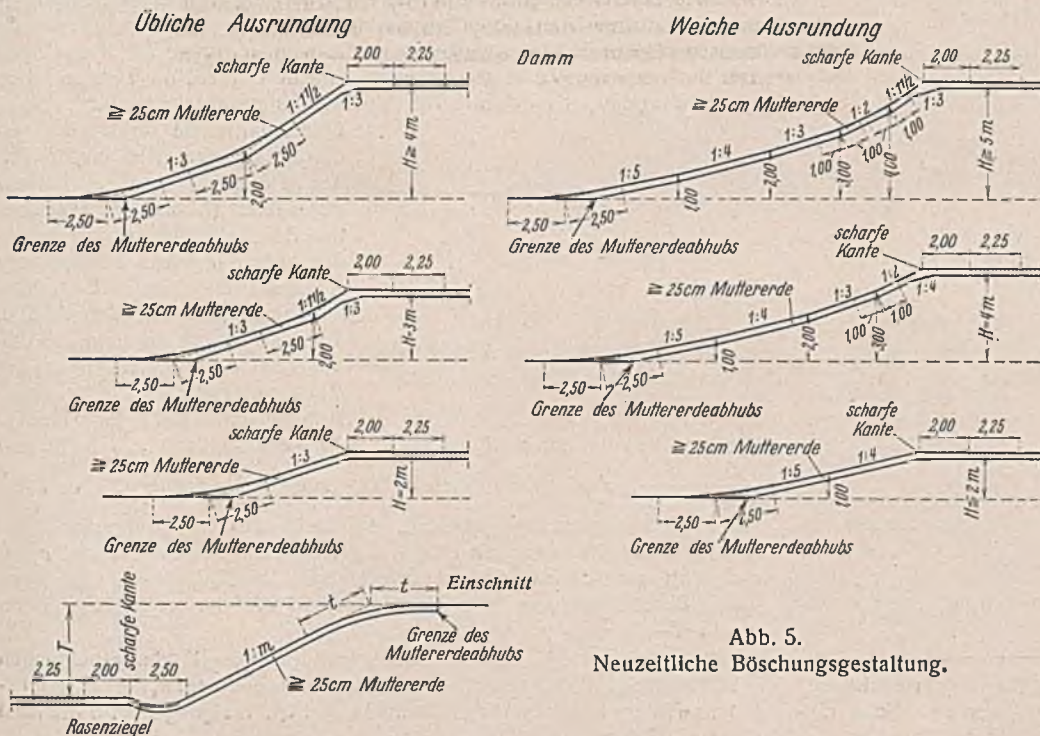


Abb. 5. Neuzeitliche Böschungsgestaltung.

abgesehen von der Bodenbeschaffenheit — nach der Gestalt des angrenzenden Geländes, der Breite des Verkehrsweges sowie der Höhe der Dämme und der Tiefe der Einschnitte. Allgemein wurde für richtig erkannt, daß die Böschungen um so flacher zu gestalten sind, je geringer die Dammhöhe oder die Einschnittstiefe ist. Auf dieser Grundlage wurden von Reichslandschaftsanwalt Professor Seifert Regelquerschnitte für die Reichsautobahnen entworfen, die dann auch bald für Landstraßen vorgeschrieben wurden (Abb. 5)⁴⁾. Die bisher allein üblich gewesene „starre“ Form der Böschungsgestaltung mit einheitlicher Neigung ist also aufgegeben und durch eine naturgebundene Form ersetzt worden. Es erscheint nun notwendig, zu prüfen, ob die bisher üblich gewesenen Massenermittlungsverfahren auch bei der neuen Böschungsgestaltung beibehalten werden können. Es werden also Fehleruntersuchungen anzustellen sein. Ergeben sich große Abweichungen, so muß ein Verfahren entwickelt werden, bei dem mathematisch genaue Ergebnisse gewonnen werden.

³⁾ W. Müller, Eine vereinfachte Ermittlung der Erdmassen von Reichsauto- und Eisenbahnen. Der Bahn-Ingenieur 1934, Nr. 24, S. 339.
⁴⁾ Richtlinien für die Böschungsgestaltung. Die Straße 1939, S. 312.

Wie Abb. 5 zeigt, sind für die Dämme Regelquerschnitte für eine „übliche“ Ausrundung und für eine „weiche“ Ausrundung vorgesehen. Bei der üblichen Ausrundung wird am Fuße des bisher üblichen Trapezquerschnitts bis zur Höhe von 2 m über Gelände eine geringere Neigung von 1:3 und ein Ausrunden der Knickpunkte vorgeschrieben. Der Querschnitt für die weiche Ausrundung erinnert an die Querschnitte von Kanälen, die im Damm liegen. Bei diesen wird allerdings die Böschungsgestaltung durch die Sickerlinien des Wassers bestimmt (Abb. 6). Die Vorschrift für die Gestaltung der Böschung mit weicher Ausrundung sieht eine Änderung der Neigung von Meter zu Meter bis zu 5 m Dammhöhe vor. Am Böschungsfuß wird ebenfalls ein Ausrundungsbogen eingelegt.

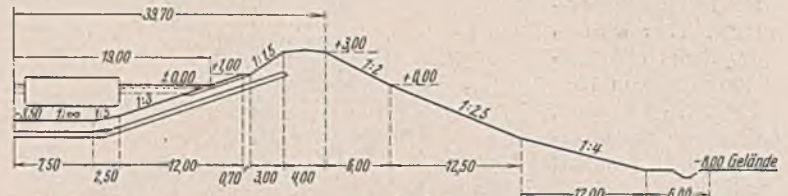


Abb. 6. Kanalquerschnitt bei großen Dammhöhen.

Bei den Einschnittsböschungen ist mit wachsender Einschnittstiefe eine steilere Böschungsneigung vorgesehen, die jedoch zu keiner gebrochenen Böschungsform führt. Die Neigung geht vielmehr auf die ganze jeweilige Höhe durch. Es wird eine „übliche“ und eine „knappe“ Ausrundung unterschieden. Die übliche Ausrundung wird für Hügelland, die knappe für Wald, Gebirge und Ebene empfohlen. Zwischen Planumskante und Böschungsfuß ist eine flache Mulde in 2,50 m Breite vorgesehen. Die Böschungsoberkanten der Einschnitte werden ausgerundet. Die Böschungsmaße und Tangentenlängen des Ausrundungsbogens sind aus Tafel I zu entnehmen. Sowohl für den Damm als auch für den Einschnitt gilt die Vorschrift, daß die Flächen von Querschnitt zu Querschnitt zwischen zwei verschiedenen Neigungen zu verziehen, also windschief zu gestalten sind.

Berücksichtigung der Querneigung des Geländes.

Die beschriebenen neuzeitlichen Formen der Böschungen wurden nur für waagerechtes Gelände angegeben. Im folgenden soll der Einfluß einer Querneigung des Geländes beschrieben werden. Bei der bisher allein üblich gewesenen einheitlichen Neigung konnte eine Querneigung des Geländes leicht berücksichtigt werden. Bei der abgewandelten Böschungsform ist dies dadurch schwieriger, daß jede der beiden Seiten anders zu gestalten ist, wenn man auch hier die Forderung sinngemäß aufrechterhält, daß für geringere Höhen zwischen Gelände und Straße flachere Böschungen vorzusehen sind. Man erkennt daraus, daß jede Seite des Damms und Einschnitts besonders behandelt werden muß, und zwar sowohl beim Entwurf als auch bei der Absteckung und der Massenermittlung.

Die folgende Regel dürfte die sinngemäße Erweiterung der Vorschriften für die Querschnittsgestaltung bei Querneigung des Geländes sein:

1. Damm. Die möglichen Querneigungen (in der Zeichnung wurde 1:20, 1:10, 1:6, 1:5, 1:4 und 1:3 eingetragen) werden im Fußpunkt a (vgl. Regelquerschnitt für die weiche Ausrundung in Abb. 7) abgetragen, und zwar zur

Tafel I. Einschnittsböschungen (vgl. Abb. 5 u. 9).

Übliche Ausrundung (im Hügelland)			Knappe Ausrundung (Wald, Gebirge, Ebene)		
Einschnittstiefe T bei Querneigung des Geländes 1:∞ = 0	Böschungs- maß m	Tangentenlänge des Aus- rundungsbogens t	T	m	t
1	5	2,0	1	4	1,5
2	4	2,5	2	2	1,5
3	3	3,0	3	1,5	1,5
4	2	3,0	> 4	1,5	0,5 T
≥ 5	1,5	0,75 T			

Bemerkung: Die Ausrundung am oberen Böschungsrand wird bei der Massenermittlung vernachlässigt, ebenso wie die Massen der Mulde.

waagerechten Grundlinie (1:∞) einmal nach oben und einmal nach unten. Dadurch ist im gleichen Querschnitt sowohl der berg- als auch der talseitige Teil des Querschnitts enthalten. Die nach unten aufgetragenen Werte lassen erkennen, daß der Dammkörper auf der Bergseite mit zunehmendem Quergerfälle des Geländes zunimmt, und daß bei *a* ein Gegengefälle entsteht. Hier wird in der Regel eine Entwässerungsmulde anzuordnen sein, deren Massen zusätzlich ermittelt werden müssen. Bei den nach oben abgetragenen Querneigungen für die Talseite erkennt man, daß nur die Querneigungen zwischen 1:∞ und 1:5 von *a* angetragen wurden, die Querneigung 1:5 bei *b*, 1:4 bei *c* und 1:3 bei *d*. Es wäre ja widersinnig, wenn man die Böschungen flacher als das natürliche Gelände anlegen wollte. Für Quergerfälle zwischen 1:5 und 1:4 hat also an die Stelle des Ausgangspunktes *a* der Punkt *b*, für Quergerfälle zwischen 1:4 und 1:3 der Punkt *c* und über 1:3 der Punkt *d* zu treten. — Zum Linienzug *b-c-d-e-f* werde im Abstand der halben Planumbreite *B* der Parallelzug *b'-f'* gezogen, von *b'* das Lot *a'b'* auf 1:∞ gefällt (entsprechend der noch festzulegenden Vorschrift, daß im 1. Felde, d. h. zwischen den Höhen 0 und 1 m die Verwindungsfläche für die gleichbleibende Breite eingelegt werden soll, $p = 1$).

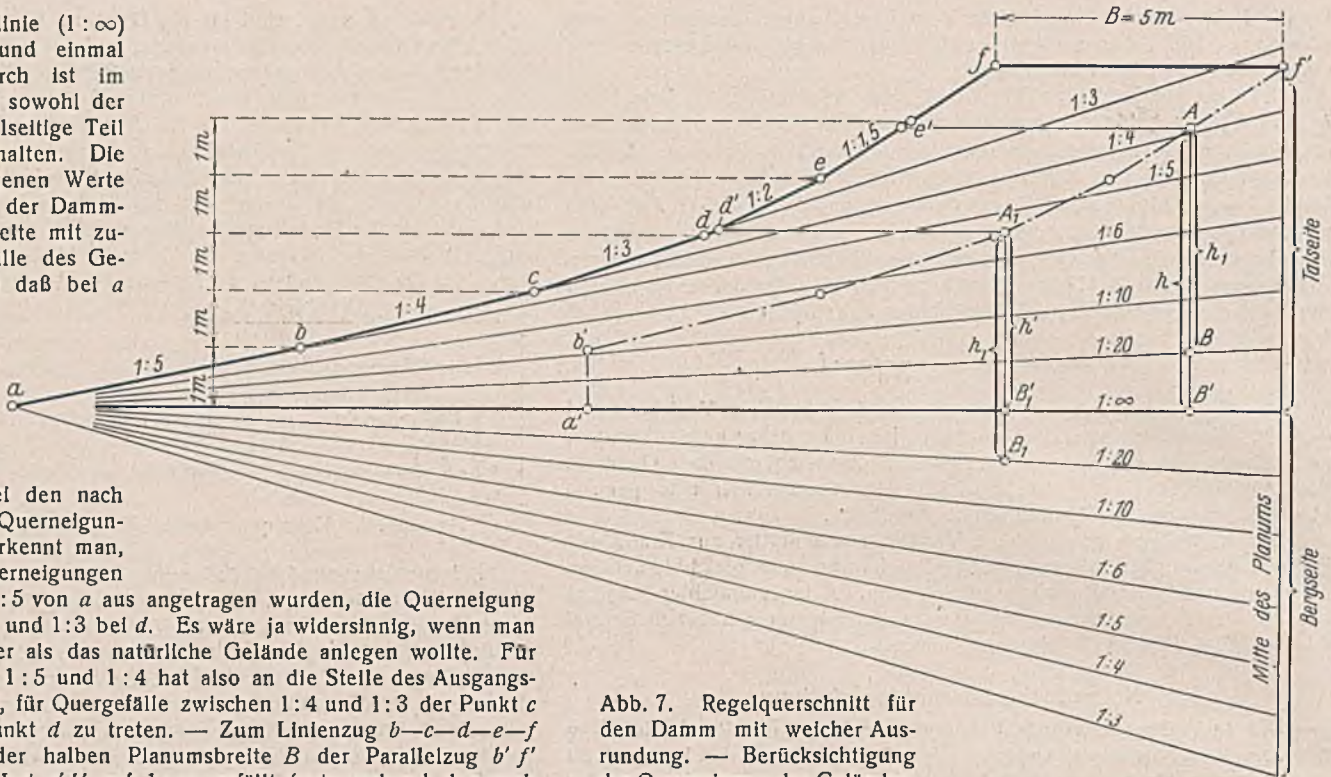


Abb. 7. Regelquerschnitt für den Damm mit weicher Ausrundung. — Berücksichtigung der Querneigung des Geländes.

nächst für waagerechtes Gelände ermittelt werden und die Querneigung durch Zuschläge oder Abzüge berücksichtigt wird.

Wie bereits erwähnt wurde, ist der Übergang von einer Böschungsneigung zur anderen durch windschiefe Flächen herbeizuführen. Es müssen also in den Feldern *d-f* im talseitigen und *c-e* im bergseitigen Teil nur noch die Verbesserungen angebracht werden, die sich aus dem Verwindungskörper ergeben. Die Verbesserung werde am bergseitigen Querschnittsteile erläutert. Zu diesem Zwecke wird dieser Teil der Böschung größer herausgezeichnet (Abb. 7a).

Planums- und Böschungsbegrenzung schneiden sich in *d'*. Aus den späteren Ableitungen über die Verwindungsfläche und den Abb. 8, 14 u. 15 ist zu entnehmen, daß die Enden der Erzeugenden der Verwindungsfläche sich verhältnismäßig mit der Höhenzunahme sowohl auf *c-d* als auch auf *d-e* verschieben. Es gilt also $\frac{cc'}{cd} = \frac{dd'}{de}$, *c'* wird also durch Verlängerung von *cd* über *d* hinaus bis zur Planumbegrenzung gefunden, da nach dem Regelquerschnitt der Höhenunterschied zwischen *c* und *d* gleich dem zwischen *d* und *e* ist. *dc'* wird von *c* aus auf *cd* abgetragen. Der Querschnitt hat dann unter Berücksichtigung der Verwindungsfläche die endgültige Form *c-c'-d'-A1*.

2. Einschnitt (s. Abb. 9). Die Abwandlung der Böschungsneigungen beim Einschnitt ist anderer Art als beim Damm. Es bedeute: *h*₁ die Einschnittstiefe, aus dem Längsschnitt entnommen, bei Querneigung 1:*n*; *h* die nach

Abb. 7a. Ausschnitt aus Abb. 7 zum Entwickeln der Verwindungsfläche.

Abb. 8. Damm mit weicher Ausrundung.

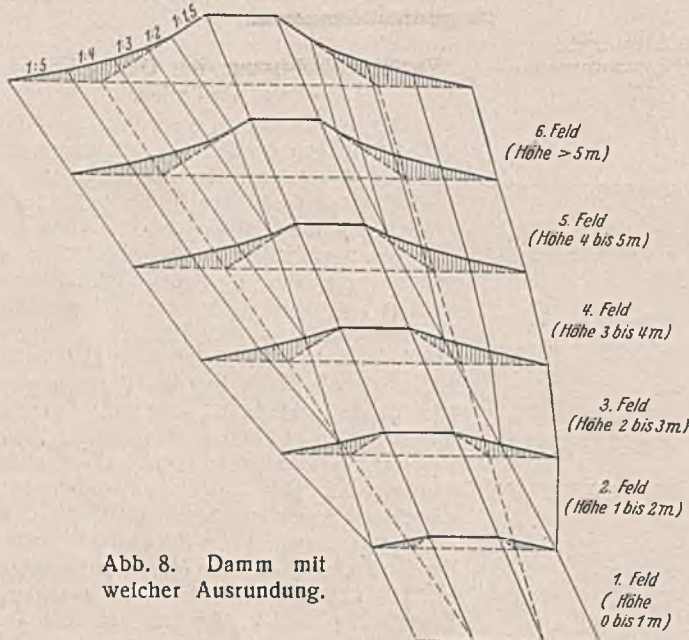


Abb. 8. Damm mit weicher Ausrundung.

Nun soll der Vorgang beim Entwerfen eines Dammquerschnitts bei quergeneigtem Gelände an einem Beispiel gezeigt werden. Beim Entwurf der Linienführung habe man den Längsschnitt erhalten. Der Höhenunterschied zwischen Gelände und Dammkrone in Straßenmitte ist als gegeben anzusehen, er betrage *h*₁ = 4 m. Das Gelände habe eine Querneigung von 1:20. Im Maßstab des Regelquerschnitts wird die Strecke 4 m in den Zirkel genommen und zwischen den Linienzug *b'-f'* und der Querneigung 1:20 als Strecke *AB* abgesetzt. Der talseitige Teil des Dammquerschnitts ergibt sich also in der Fläche *a-b-c-d-e-e'-A-B-a*. Entsprechend ergibt sich durch Abtragen des gleichen Wertes *h*₁ = 4 m zwischen dem Linienzug *b'-f'* und der nach unten angetragenen Querneigung 1:20 der bergseitige Teil des Dammquerschnitts in der Fläche *a-b-c-d-d'-A1-B1-a*. Zu *h*₁ gehören die beiden Werte *h* = *AB* und *h'* = *A1B1* für die Querneigung 1:∞, die später zur Massenermittlung benötigt werden, da die Massen zu-

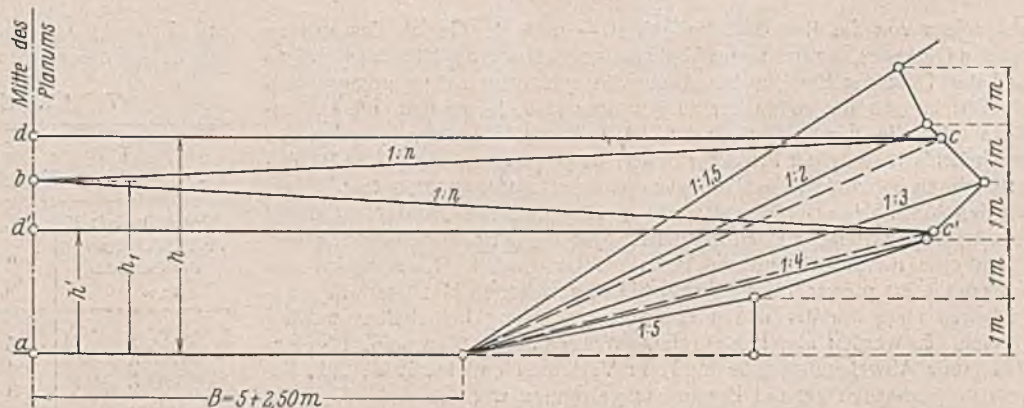


Abb. 9. Regelquerschnitt für den Einschnitt mit üblicher Ausrundung. Berücksichtigung der Querneigung des Geländes.

der Entwurfsvorschrift zugehörige Einschnitttiefe für $1:\infty$. Man kann hier nicht ohne weiteres im Regelquerschnitt für h_1 das zugehörige h abgreifen. Man müßte vielmehr in jedem Falle in der Achse h_1 auftragen, z. B. von a bis b , und von b aus den Querneigungsstrahl $1:n$ ziehen bis c oder c' , je nachdem, ob es sich um die Berg- oder Talseite handelt. Die Waagerechte durch c (c') liefert den Schnittpunkt d (d'). ad (ad') ist dann gleich dem gesuchten Werte h (h'). Für diesen Wert kann man dann unter den Böschungsneigungen die zugehörige abgreifen, die in Abb. 9 gestrichelt eingetragen sind. Um diese Arbeit zu sparen, wird im folgenden der Zusammenhang zwischen h_1 und h für diesen Regelquerschnitt allgemein berechnet. Für die „übliche“ Gestaltung des Einschnitts nach Abb. 9 ergeben sich die Zusammenhänge zwischen h_1 und h rein geometrisch wie folgt:

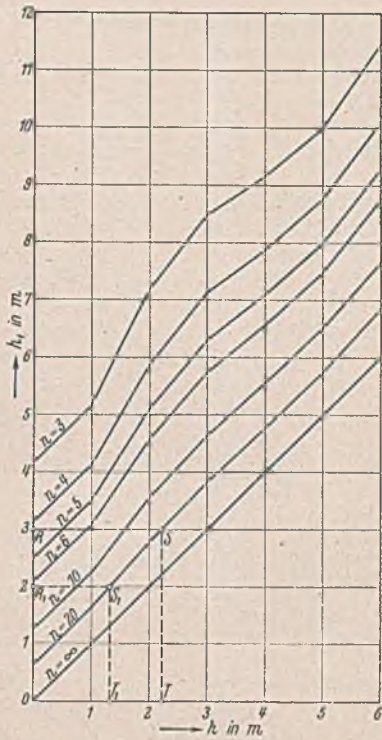


Abb. 10. Beziehungen zwischen h_1 und h für Einschnitte mit üblicher Ausrundung für $B = 7,50$ m. Talseite ($h_1 > h$, Massenzuschlag infolge der Querneigung).

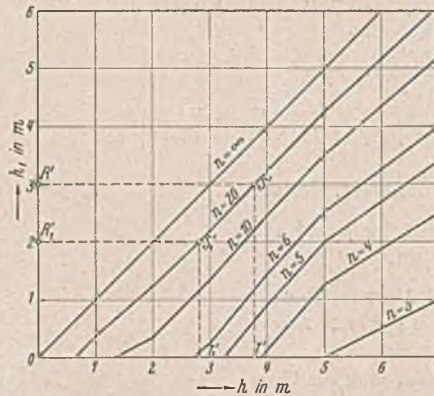


Abb. 11. Beziehungen zwischen h_1 und h für Einschnitte mit üblicher Ausrundung für $B = 7,50$ m. — Bergseite ($h_1 < h$, Massenabzug infolge der Querneigung).

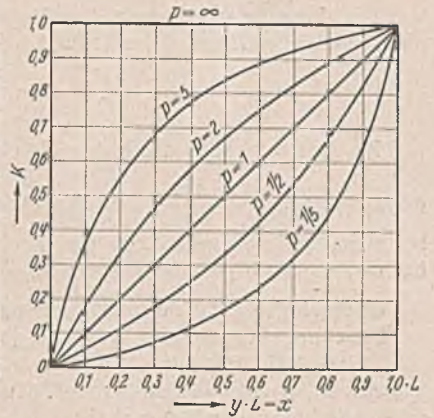


Abb. 13. K -Werte zur Berechnung des Tangenswertes des Neigungswinkels α der Böschung im 1. Feld.

Für Werte von h zwischen	Feld	Formel
$h_1 = 0$ und $h = 1$ m	1	$h_1 = h \pm \frac{B + 5}{n}$
1 und 2 m	2	$h_1 = h \pm \frac{B + 2 + 3h}{n}$
2 und 3 m	3	$h_1 = h \pm \frac{B + 6 + h}{n}$
3 und 4 m	4	$h_1 = h \pm \frac{B + 12 - h}{n}$
4 und 5 m	5	$h_1 = h \pm \frac{B + 10 - 0,5h}{n}$
> 5 m	6	$h_1 = h \pm \frac{B + 1,5h}{n}$

(5)

Das obere Vorzeichen (+) gilt für die Talseite, das untere (—) für die Bergseite.

Hierbei bedeutet B die halbe Planumbreite zuzüglich des Maßes von 2,50 m für die Entwässerungsmulde, $1:n$ die Querneigung des Geländes. Diese Formeln wurden für $B = 5,00 + 2,50 = 7,50$ m und $n = 20, 10, 6, 5, 4, 3$ ausgerechnet. Das Ergebnis wird zur praktischen Verwendung im beschriebenen Sinne aufgetragen (Abb. 10 u. 11).

Die neuzeitliche Gestaltung der Böschungen für Damm und Einschnitt im Vergleich zur bisher üblichen Form wird noch besser in den Schaubildern der Abb. 8 u. 9a gezeigt. Durch Schraffieren sind die unterschiedlichen Flächen hervorgehoben. Auch der Übergang von einer Böschungsneigung in eine andere durch windschiefe Flächen ist zu erkennen.

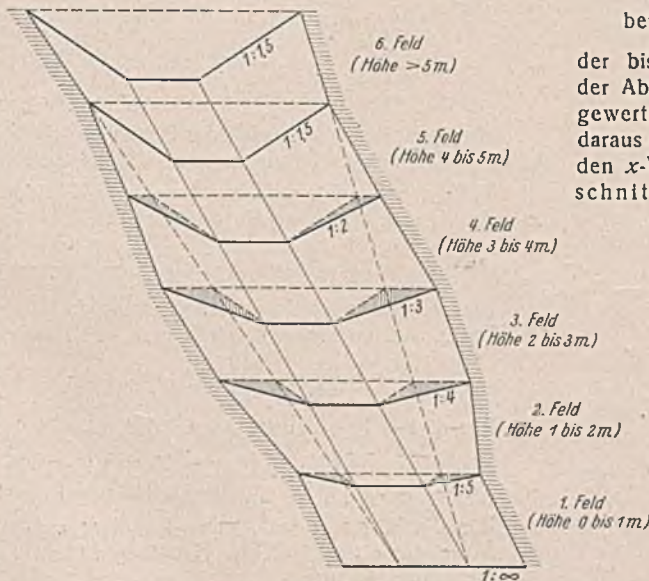


Abb. 9a. Einschnitt mit üblicher Ausrundung

Querschnittsgestaltung und Massen im 1. Feld

($h = 0$ bis $h = 1$ m) (Damm).

Entsprechend der Entwurfsvorschrift, daß von Meter zu Meter Höhenunterschied sich die Böschungsneigung ändern soll, wird der Querschnitt nach „Feldern“ aufgebaut. Als Feldlänge wird L zwischen ganzzahligen Werten der Höhe eingeführt (z. B. 2. Feld zwischen den Höhen 1 und 2 m). Zu unterscheiden hiervon ist der Querschnittsabstand x . Zur Massenermittlung muß L ausgeschieden werden, wie später gezeigt wird.

Bei waagerechtem Gelände soll im 1. Felde die Böschung aus der Neigung $1:\infty$ allmählich in die Neigung $1:5$ übergehen. Das kann dadurch geschehen, daß eine die Böschungfläche erzeugende Gerade längs einer beliebigen

Geraden im Grundriß verläuft (z. B. A_1-A_1 in Abb. 12). Mit den

Bezeichnungen der Abb. 12 und dem Werte $p = \frac{b}{b_0}$ gilt dann:

$$b_x = \frac{b_0}{p} + \left(b - \frac{b_0}{p}\right) \frac{x}{L} \quad \text{und} \quad h_x = \frac{h}{L} \cdot x \quad \text{sowie}$$

$$(6) \quad \operatorname{tg} \alpha_x = \frac{h_x}{b_x} = \frac{h x}{b \left(\frac{L}{p} + x - \frac{x}{p}\right)} = \frac{h x}{b \left(x + \frac{x'}{p}\right)}$$

Mit $\frac{h}{b} = \frac{1}{m}$ und $y = \frac{x}{L}$ erhält man:

$$(6a) \quad \operatorname{tg} \alpha_x = \frac{y p}{[1 + y(p - 1)] m} = \frac{1}{m} \cdot k.$$

Bei $p > 1$ ist $b_0 < b$, $\operatorname{tg} \alpha$ wächst zunächst schnell, dann langsam, bei $p = 1$ ist $b_0 = b$, $\operatorname{tg} \alpha$ wächst verhältnismäßig mit $x = yL$, bei $p < 1$ ist $b_0 > b$, $\operatorname{tg} \alpha$ wächst erst langsam, dann schneller, bei $p = \infty$ ist $b_0 = 0$, $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{b} = \frac{1}{m} = \text{const.}$ — Dies entspricht

der bisher allein üblichen Ausbildung der Böschung (vgl. Linie $A-A_1$ der Abb. 12). Vorstehende Formel ist für verschiedene Werte von p ausgewertet und in Abb. 13 zeichnerisch dargestellt worden. Es können daraus die Werte k und damit die Böschungsneigungen zu den betreffenden x -Werten entnommen werden. Für die Gestaltung des Querschnitts wird im folgenden immer der Fall $p = 1$ gewählt,

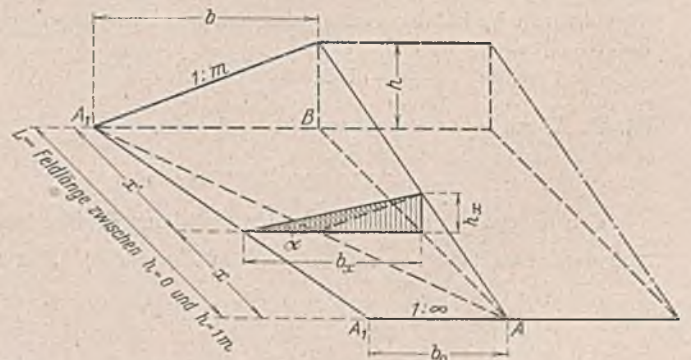


Abb. 12. Damm, weiche Ausrundung. 1. Feld.

d. h. der Tangens des Winkels α wächst verhältnismäßig mit x . — Mit Hilfe der Werte k ist die Absteckung der Verwindungsfläche möglich. Die Querschnittsfläche an der Stelle x ergibt sich zu

$$(7) \quad F_x = \frac{1}{2} \cdot b_x \cdot h_x = \left[\frac{b}{p} + \left(b - \frac{b_0}{p}\right) \frac{x}{L} \right] \frac{h x}{L 2}$$

Entsprechend erhält man die Gesamtmassen des 1. Feldes zwischen $x = 0$ und $x = L$ zu:

$$(8) \quad J = \int_{x=0}^{x=L} \frac{bh}{2L} \left[x + \left(\frac{p-1}{p} \right) \frac{x^2}{L} \right] dx = \frac{hbL}{6} \left(\frac{1}{2p} + 1 \right),$$

mit $b = mh$:

$$(8a) \quad J = \frac{h^2 L m}{6} \left(\frac{1}{2p} + 1 \right).$$

1. Sonderfall: $p = 1$, d. h. $b = b_0$. $J_1 = \frac{h^2 L m}{4}$.
2. Sonderfall: $p = \infty$, d. h. $\text{tg} = \frac{1}{m} = \text{const.}$ $J_2 = \frac{h^2 L m}{6}$.

Der Inhalt des windschiefen Ergänzungskörpers zum Körper mit unveränderlicher Neigung im 1. Feld beträgt also

$$\Delta J = J_1 - J_2 = \frac{h^2 L m}{12}$$

Rechnet man nach der bisher üblichen Formel $J = \frac{F_a + F_b}{2} \cdot l$, so

erhält man: $J = \frac{h^2 L m}{4}$, also den gleichen Wert, der sich bei windschiefer Ausgestaltung der Böschung für $p = 1$ und bei mathematisch genauer Berechnung ergibt.

Querschnittsgestaltung, Flächen und Massen des Böschungskörpers im 2. Feld ($h = 1$ bis 2 m) des Dammes mit weicher Ausrundung.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 14 erhält man die Querschnittsfläche an der Stelle x zu:

$$(9) \quad F_x = \frac{h_1^2 m_1}{2} + h_1 h_2 m_2 \cdot \frac{x}{L} + \frac{h_2^2 m_2}{2 L^2} \cdot x^2 + \frac{h_1 h_2}{2 L^2} (m_1 - m_2) (L x - x^2).$$

Δ = Prisma (I) Keil (II) Pyramiden-
grundfläche (III) Verwindungsfläche (IV)

Mit $h_1 = h_2 = h$ ergibt sich nach Umwandlung:

$$(9a) \quad F_x = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + \frac{x}{L} (m_1 + m_2) + \frac{x^2}{L^2} (2 m_2 - m_1) \right].$$

Der Rauminhalt zwischen zwei Querschnitten an den Stellen x_1 und x_2 , wobei $x_1 > x_2$ sein soll, ergibt sich genau zu:

$$(10) \quad J_{\text{genau}} = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + \frac{m_1 + m_2}{2L} (x_1 + x_2) + \frac{2 m_2 - m_1}{3 L^2} (x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2) \right] (x_1 - x_2).$$

Der angenäherte Wert nach der Formel $J = \frac{F_1 + F_2}{2} (x_1 - x_2)$ zu:

$$(11) \quad J = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + (m_1 + m_2) \frac{x_1 + x_2}{2L} + (2 m_2 - m_1) \frac{x_1^2 + x_2^2}{2 L^2} \right] (x_1 - x_2).$$

Als Fehler erhält man den Wert:

$$(12) \quad \Delta J = J - J_{\text{genau}} = \frac{h^2}{12 L^2} (2 m_2 - m_1) (x_1 - x_2)^3$$

d. h. der Fehler wächst mit der 3. Potenz des Abstandes und somit auch des Höhenunterschiedes der beiden Querschnitte innerhalb des 2. Feldes. Er nimmt den Größtwert an, für den Größtwert des Unterschiedes $x_1 - x_2$. Das tritt ein für $x_1 = L$ und $x_2 = 0$:

$$\Delta J_{\text{max}} = \frac{h^2}{12} \cdot L (2 m_2 - m_1).$$

Für $x_1 = L$ und $x_2 = 0$ erhält man die Gesamtmassen des 2. Feldes $J_{\text{genau}} = \frac{7}{12} \cdot h^2 (m_1 + m_2) L$. Der Fehler für den Böschungskörper beträgt dann in % bei Anwendung des üblichen Näherungsverfahrens nach Formel (1):

$$\frac{\Delta J_{\text{max}}}{J_{\text{genau}}} \cdot 100 = \frac{2 m_2 - m_1}{m_1 + m_2} \cdot \frac{100}{7}$$

Für die Werte $m_1 = 5$ und $m_2 = 4$ ergibt sich

$$\frac{\Delta J_{\text{max}}}{J_{\text{genau}}} \cdot 100 = 4,76 \%$$

Den angenäherten Wert nach der „mittleren Profilrechnung“ findet man durch Einsetzen von $x = \frac{x_1 + x_2}{2}$ in Formel (9a). Man erhält:

$$(10) \quad J_{\text{mittl. Prof.}} = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + \frac{x_1 + x_2}{2L} (m_1 + m_2) + \frac{2 m_2 - m_1}{4 L^2} (x_1^2 + 2 x_1 x_2 + x_2^2) \right] (x_1 - x_2).$$

Das führt zu dem Fehler

$$(11) \quad \Delta J = J_{\text{mittl. Prof.}} - J_{\text{genau}} = - \frac{h^2}{24 L^2} (2 m_2 - m_1) (x_1 - x_2)^3.$$

Der Fehler bei der „mittleren Profilrechnung“ ist also — wie bei einheitlicher Neigung der Dammböschung auch — halb so groß wie bei der Annäherung durch Mittelbildung der Endflächen und hat negatives Vorzeichen, d. h. der näherungsweise berechnete Inhalt ist zu klein. ΔJ_{max} ergibt sich ebenfalls für $x_1 = L$ und $x_2 = 0$.

Fehlergesetz für Massen über zwei Felder (2. und 3. Feld).

Es sei $h_1 = h_2 = h_3 = h$ (vgl. Abb. 15).

Die Querschnittsfläche im ersten der beiden Felder bei x_1 ergibt sich nach Formel (9a):

$$F_1 = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + \frac{x_1}{L} (m_1 + m_2) + \frac{x_1^2}{L^2} (2 m_2 - m_1) \right].$$

Die Querschnittsfläche im zweiten der beiden Felder bei x_2 erhält man nach Formel (15):

$$F_2 = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + 3 m_2 + \frac{x_2}{L} (3 m_3 + m_2) + \frac{x_2^2}{L^2} (2 m_3 - m_2) \right].$$

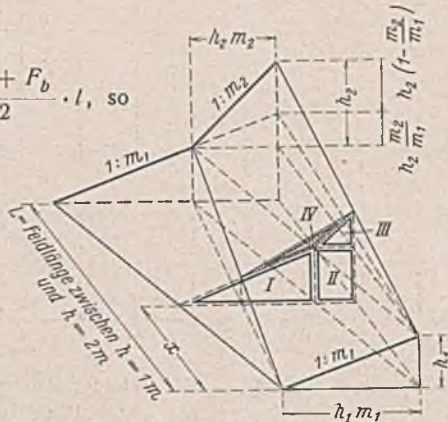


Abb. 14. Damms, weiche Ausrundung, 2. Feld, Berechnung der Querschnittsfläche des Böschungskörpers.

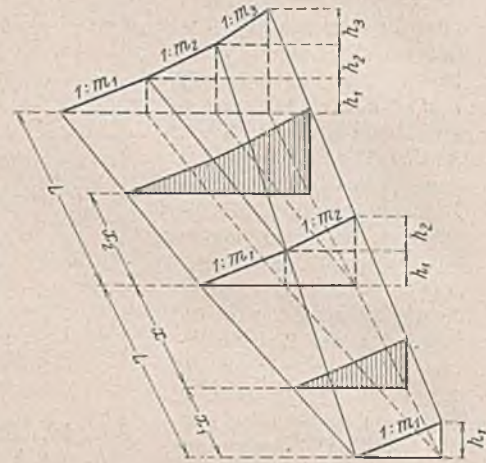


Abb. 15. Damms, weiche Ausrundung, 2. Feld, Berechnung Fehlergesetz über 2 Felder (2. und 3. Feld).

Der Inhalt des Böschungskörpers zwischen x_1 und x_2 beträgt genau:

$$(12) \quad J_{\text{genau}} = \frac{h^2}{2} \left[\frac{7}{6} \cdot L (m_1 + m_2) - m_1 x_1 + x_2 (m_1 + 3 m_2) - \frac{x_1^2}{2L} (m_1 + m_2) + \frac{x_2^2}{2L} (m_2 + 3 m_3) + \frac{x_1^3}{3 L^2} (m_1 - 2 m_2) + \frac{x_2^3}{3 L^2} (2 m_3 - m_2) \right].$$

Der angenäherte Wert nach dem üblichen Verfahren beträgt:

$$(13) \quad J = \frac{F_1 + F_2}{2} (L - x_1 + x_2) = \frac{h^2}{2} \left[m_1 + \frac{3 m_2}{2} + \frac{x_1}{2L} (m_1 + m_2) + \frac{x_2}{2L} (3 m_3 + m_2) + \frac{x_1^2}{2 L^2} (2 m_2 - m_1) + \frac{x_2^2}{2 L^2} (2 m_3 - m_2) \right] (L - x_1 + x_2).$$

Der Fehler $\Delta J = J - J_{\text{genau}}$ ergibt sich nach Einsetzen von $L - x_1 = x_2$ zu:

$$(14) \quad \Delta J = \frac{h^2}{12 L^2} [(2 m_2 - m_1) (x^3 + 3 x^2 x_2) + (2 m_3 - m_2) (x_2^3 + 3 x x_2^2) + (3 m_3 - 4 m_2 + m_1) 3 L x x_2].$$

Hiernach ändert sich also der Fehler ebenfalls mit der 3. Potenz. Es treten jedoch mehrere Faktoren der verschiedenen Potenzen von x und x_2 auf.

Sonderfall: Es werden die beiden Endquerschnitte eingesetzt: $x = L$; $x_2 = L$. Man erhält dann

$$(14a) \quad \Delta J = \frac{h^2}{12} \cdot L (17 m_3 - 8 m_2 - m_1).$$

Dieser Wert wird durch unmittelbare Ableitung bestätigt gefunden. Für $x = L$ und $x_2 = L$ erhält man aus Formel (12)

$$J_{\text{genau}} = \frac{h^2 L}{12} (13 m_1 + 26 m_2 + 13 m_3).$$

Für diesen Fall beträgt dann der Fehler in %:

$$\frac{\Delta J}{J_{\text{genau}}} \cdot 100 = \frac{17 m_3 - 8 m_2 - m_1}{13 m_3 + 26 m_2 + 13 m_1} \cdot 100.$$

Für die Werte $m_1 = 5$, $m_2 = 4$ und $m_3 = 3$ ergibt sich der Fehler bei Anwendung des üblichen Näherungsverfahrens für die Massen des Böschungskörpers zu:

$$\frac{\Delta J}{J_{\text{genau}}} \cdot 100 = 6,73 \%$$

Von der Berechnung des Fehlers über zwei Felder nach der mittleren Profilrechnung wird abgesehen.

Entsprechend ergibt sich z. B. für $x = L$ und $x_2 = L$ über zwei Felder, jedoch für das 4. und 5. Feld, der Wert

$$\Delta J = \frac{h^2}{12} \cdot L (29 m_3 - 20 m_1 - m_2). \quad (\text{Schluß folgt.})$$

Vermischtes.

Vorläufige Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken, Ausgabe 1935. Im Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 1, S. 24, werden die von der Reichsbahn herausgegebenen Berichtigungsblätter 2 bis 5 zu den genannten Vorschriften veröffentlicht.

Tagung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft. Unter starker Beteiligung hielt am 13. Dezember der Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft seine diesjährige Mitgliederversammlung in Berlin ab. Vorhergegangen war eine Sitzung des Steuerausschusses, die sich mit der Frage der Bewertung von Wassernutzungen beschäftigte, und eine Sitzung des Ausschusses für Wasserkraft und Elektrizitätswirtschaft, in der Fragen der Kleinwasserkraften erörtert wurden.

Anschließend fand eine Sitzung des Gesamtausschusses statt, in der zunächst der Geschäftsführer des Ruhrtalesperrenvereins und Ruhrverbandes in Essen, Marinebaurat a. D. Dr.-Ing. Prüb, über „Die Beziehungen der Abwasserwirtschaft zur Gesamtwasserwirtschaft“ sprach. Er führte aus, daß von den 68 Millionen Einwohnern des Altreiches 35 Millionen Einwohner in den Städten und Gemeinden an gemeinsame Wasserversorgungsanlagen angeschlossen sind. Industrie und Bevölkerung dieser Städte verbrauchen über $3\frac{1}{2}$ Milliarden m^3 Wasser im Jahr, und der Abwasseranfall beträgt über 70% dieser Wassermenge. Im engeren Arbeitsgebiet des Vortragenden, im Ruhrgebiet, werden über 800 Millionen m^3 Wasser, d. h. $\frac{1}{4}$ der im ganzen Deutschen Reich verbrauchten Menge, jährlich gewonnen, obwohl der Bevölkerungsanteil nur $\frac{1}{16}$ beträgt. Dank der Gemeinschaftsarbeit der wasserwirtschaftlichen, von der Wirtschaft und den Gemeinden getragenen Verbände ist es dort bisher stets gelungen, den hohen gestellten Anforderungen gerecht zu werden. Die Verbände und Wasserwerke haben allein im engeren rechtsrheinisch-westfälischen Industriegebiet für die Siedlungswasserwirtschaft weit über eine Milliarde Reichsmark aufgewendet. Der Wasserschatz der Ruhr, die der Trink- und Brauchwasserspender fast des gesamten rheinisch-westfälischen Industriegebietes ist, ist mit der bisherigen Inanspruchnahme bei weitem noch nicht an den Grenzen seiner Leistungsfähigkeit angelangt, die übrigens durch eine im Bau begriffene Talsperre, die über 140 Millionen m^3 faßt, noch beträchtlich erhöht werden wird.

Der Vortragende hob hervor, daß die ständig zunehmende Nutzung des deutschen Wasserschatzes in immer stärkerem Maße die Reinhaltung der Flüsse verlange. Er wies dabei auf die große Bedeutung der landwirtschaftlichen Abwasserwertung hin. Die landwirtschaftliche und die technische Abwasserwertung würden sich in Zukunft mehr als bisher ergänzen und gegenseitig fördern müssen.

Anschließend sprach Rechtsanwalt und Notar Dr. A. Wüsthoff, Berlin-Charlottenburg, über „Staatliche Eingriffe in private Wassernutzungsrechte“. Er ging davon aus, daß der Ausschuß für Wasserrecht bei der Akademie für Deutsches Recht Ende November den Entwurf des kommenden Reichswassergesetzes der Reichsregierung überreicht habe und daß die Veröffentlichung dieses Entwurfes bevorstehe. Es sei deshalb an der Zeit, die staatlichen Eingriffe in private Wassernutzungsrechte zu erörtern, die zur Durchführung der planmäßigen Entwicklung der Wasserwirtschaft notwendig sein würden. Er zeigte eine Reihe von Fehlern und Lücken der vorhandenen Landesgesetze, die durch das neue Reichsrecht ausgefüllt werden müßten und die insbesondere einen gerechten Ausgleich zwischen dem Begünstigten — der Gesamtwirtschaft oder einzelnen Betrieben — und dem Geschädigten vermissen ließen. Eingriffe zugunsten der Schifffahrt, der Erhaltung der Vorflut, des Ausbaues der Wasserläufe, insbesondere für landwirtschaftliche Be- und Entwässerung, des Hochwasser- und Deichschutzes usw. seien unvermeidbar. Eingriffe seien auch erforderlich, um unzweckmäßig ausgenutzte Wassernutzungen, insbesondere Wasserkraften, wirtschaftlich anderweitig anzusetzen oder zusammenzulegen oder um eine nachbarliche Benutzungsregelung an dem für alle Beteiligten zu knappen Wasserschatz zu treffen. Derartige Eingriffe könnten ganzen oder teilweisen Eigentumsverlust, Einschränkung oder gänzlichen Verlust bisher bestehender Wassernutzungsrechte und auch den Verlust der Unternehmerrselbständigkeit bedeuten. Es müsse dafür gesorgt werden, daß für alle diese Beeinträchtigungen ein ausreichender und gerechter Ersatz geleistet werde, da durch den Ausbau der Wasserwirtschaft die Gesamtwirtschaft nicht gehemmt, sondern gefördert werden solle.

Nachdem Ministerialdirektor Schönleben die Grüße des Reichsministers Dr. Todt überbracht hatte, sprach Oberbaurat Knoll über „Die Arbeiten der Wasserstraßenabteilung der Wehrmacht-Verkehrsdirektion in den besetzten Westgebieten“, indem er ein Bild von dem Wirken der Organisation Todt, des Arbeitsdienstes und der Baubatalione bei der Wiederherstellung der Häfen und Kanäle im Westen gab.

Tropen- und kolonialtechnische Arbeitstagung des Vereins Deutscher Ingenieure. Am 2. und 3. Dezember v. J. hat in Stuttgart eine Tropen- und kolonialtechnische Arbeitstagung stattgefunden, die vom Verein Deutscher Ingenieure im NSBDT. und der ihm angeschlossenen Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech.) veranstaltet war. Zweck der Tagung war, den Stand unserer Technik in ihrer Bedeutung für die Tropen darzustellen, den Austausch von Erfahrungen zu ermöglichen und die von den deutschen Ingenieuren in den letzten 20 Jahren geleistete Vorarbeit zu zeigen. Die Tagung war von 800 Ingenieuren aus dem Reich besucht. Reichsminister Dr. Todt sprach über die Aufgaben, die den deutschen Ingenieur in dem neu zu schaffenden Kolonialreich erwarten. Reichsstatthalter von Epp als Leiter des Kolonialpolitischen Amtes betonte, daß die Erschließung der Kolonien in erster Linie die Gemeinschaftsarbeit des Ingenieurs und des Mediziners erfordere.

Die sich anschließenden wissenschaftlichen Vorträge behandelten am ersten Tage allgemeine Fragen, am zweiten Tage wurden sie in drei nebeneinander laufenden Fachsitzungen gehalten, die die Gebiete Kraftversorgung, Holz- und Landwirtschaft und Bau- und Verkehrstechnik in den Tropen umfaßten. Als für den Bauingenieur wichtig sind zu erwähnen die Vorträge von Professor Dr. Liese in Eberswalde über die Schutzbehandlung kolonialer Hölzer, von Oberingenieur Laux in Berlin über Beregnung und Bewässerung und von Regierungsbaumeister Feil in Wien über Organisation und Technik der Bauausführungen in den Tropen.

Unter anderem wurde eine neue Arbeitsgemeinschaft „Kolonialstraßenbau“ gebildet, die für rechtzeitigen Beginn der Vorarbeiten für den Straßenbau in den Kolonien sorgen soll. In der ersten Sitzung dieser Gruppe sprach Reichsminister Dr. Todt über ihre Aufgaben.

Vom Bau des Maastunnels in Rotterdam¹⁾. Die Senkkästen für den Tunnel sind sämtlich abgesehen, zur Zeit wird an ihrer Verbindung gearbeitet. Voraussichtlich wird im Mai der Tunnel begehbar sein, die Fertigstellung wird dann allerdings noch einige Zeit erfordern.

Die neue Untergrundbahn zur Weltausstellung in Rom. Die im Bau befindliche Untergrundbahn wird das Rückgrat des städtischen Schnellverkehrs mit der Weltausstellung bilden. Die Strecke wird zweigleisigen elektrischen Betrieb (Fahrdrachtspannung 3000 Volt) mit einer Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h erhalten. Als Regelzugfolge sind drei Minuten, bei besonders starkem Verkehr zwei Minuten vorgesehen, so daß in beiden Richtungen stündlich 26 000 oder 39 000 Personen befördert werden können. Für die ganze Strecke sind, einschließlich der Aufenthalte an den fünf Zwischenbahnhöfen, 13 Minuten Fahrzeit erforderlich.

Die neue Linie beginnt im Stadtgebiet Macao, an der Kreuzung der Via Vicenza mit der Via dei Mille. Die Linie entwickelt sich entlang der Via Vicenza, unter der Teile der neuen Verschiebeanlagen der zur Zeit im Ausbau befindlichen Haltestelle Termini (Hauptbahnhof der Staatsbahn) liegen, unter der Via Cavour bis zur Largo Visconti Venosta, wo die erste Haltestelle Giovanni Lanza vorgesehen ist. Von hier aus führt die Neubaustrecke durch den Hügel San Pietro in Vincoli (auf diesem liegt die gleichnamige Kirche mit der berühmten Statue des Moses von Michelangelo) nach dem Colosseumplatz, wo eine zweite unterirdische Haltestelle geplant ist. Mit zwei Gegenkrümmungen zwischen Colosseum und dem Triumphbogen des Konstantin führt die Bahn dann unter der Via dei Trionfi hindurch, dort mit einer weiteren Krümmung von 200 m Halbmesser in den Viale Africana einmündend, wo als dritte Haltestelle der Bahnhof Circus Maximus vorgesehen ist. Von hier aus entwickelt sich die Linie entlang des Viale Africana über die Via della Piramide und den Ostplatz nach der Haltestelle von Porta San Paolo — zugleich Haltestelle der Bahn Rom—Lido — und, nahe dieser Strecke, weiter über die Zwischenbahnhöfe Ostense und Tre Fontane bis zur Weltausstellung. Die Gesamtlänge mißt 11 332 m, wovon etwa 3700 m innerhalb der Stadt als Untergrundbahn, 5700 m gedeckt, darunter zwei Tunnel mit 490 und 600 m und ein dritter im Ausstellungsgelände mit 1900 m Länge ausgeführt werden. Insgesamt liegt die Bahn 6090 m unterirdisch, 5240 m offen. Der Mindestkrümmungshalbmesser beträgt 200 m. Etwa 7700 m liegen in der Geraden, etwa 3600 m in Krümmungen.

Von dem im Mittel 46,13 m über dem Meere gelegenen Bahnhöfe Termini erreicht man die Kreuzung der Via Cavour mit der Via Farini mit einem Gefälle von 16‰. Von hier bis zu der 468 m entfernten Haltestelle Giovanni Lanza hat die Bahn ihr Höchstgefälle mit 35‰. Ein unterirdischer Gang aus vorchristlicher Zeit mit einer Zelle des St. Lorenzo inmitten der Via Cavour, früher wasserführende Schichten sowie besondere Gründungen der beiderseits der Straße stehenden Gebäude bestimmten hier das Gefälle der Bahn, das nun von hier bis zum Endbahnhof zwischen 8‰ und 30‰ wechselt. Der Endbahnhof Weltausstellung liegt in einer 870 m langen Waagerechten. Im allgemeinen liegt die Bahn 8 bis 11 m unter Gelände. Die Tiefenlage wurde vielfach durch die zahlreichen unterirdischen Versorgungsleitungen und Abwasserkanäle bestimmt.

Den Querschnitt des Tunnels in der Via Cavour zeigt Abb. 1. Bei seiner Ausbildung mußte insbesondere auf die Sicherung der beiderseits der Straße vorhandenen hohen Gebäude Rücksicht genommen werden. Abb. 2 veranschaulicht den stufenweisen Arbeitsvorgang des Tunnelvortriebes. Im allgemeinen sind sämtliche Kunstbauten jenen der Staatsbahn angepaßt, soweit nicht besondere örtliche Verhältnisse eine geringe Abweichung hiervon notwendig machen. Die Regeltunnelbreite in Schienenhöhe mißt in der Geraden 8,0 m, in der Krümmung 8,16 bis 8,8 m, die lichte Höhe zwischen Schiene und Gewölbescheitel 5,5 bis 6,0 m, bei Gewölben aus Eisenbeton 5,0 bis 5,3 m, die Mindesthöhe zwischen Schiene und Fahrdracht 4,65 m.

Entlang der Neubaustrecke befinden sich bedeutende Abwasserkanäle, so z. B. in der Via Annibaldi der 450 m lange, 3,75 × 2,5 m große Sammelkanal, an der Porta Metronia ein Kanal mit 3,2 × 2,2 m, beim Colosseum ein Kanal mit 3,6 × 2,9 m Querschnittfläche. Der Bahnbau bedingt hier die Ausführung einer Anzahl großer Düker mit entsprechendem Querschnitt (Abb. 3).

Der durch den derzeitigen Ausbau des Staatsbahnhofs Termini für den Untergrundbahnanschluß geschaffene unterirdische Bahnhof Termini liegt inmitten des neu entstandenen Platzes zwischen dem Verkehrsministerium und dem Gebäude der Stadtverwaltung von Rom. Er ist

¹⁾ Bautechn. 1940, Heft 6/7, S. 57.

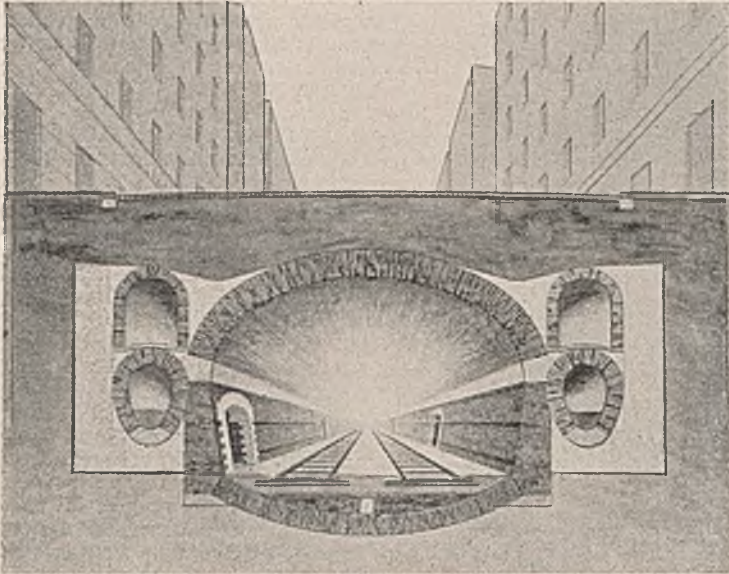


Abb. 1. Tunnelquerschnitt in der Via Cavour.

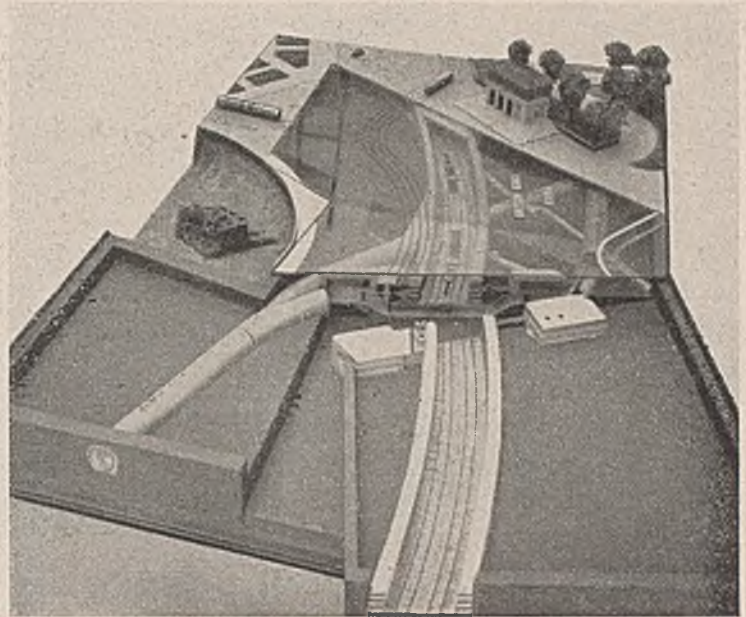


Abb. 3. Modell der Untergrundbahn mit den großen Dükern beim Circus Maximus.

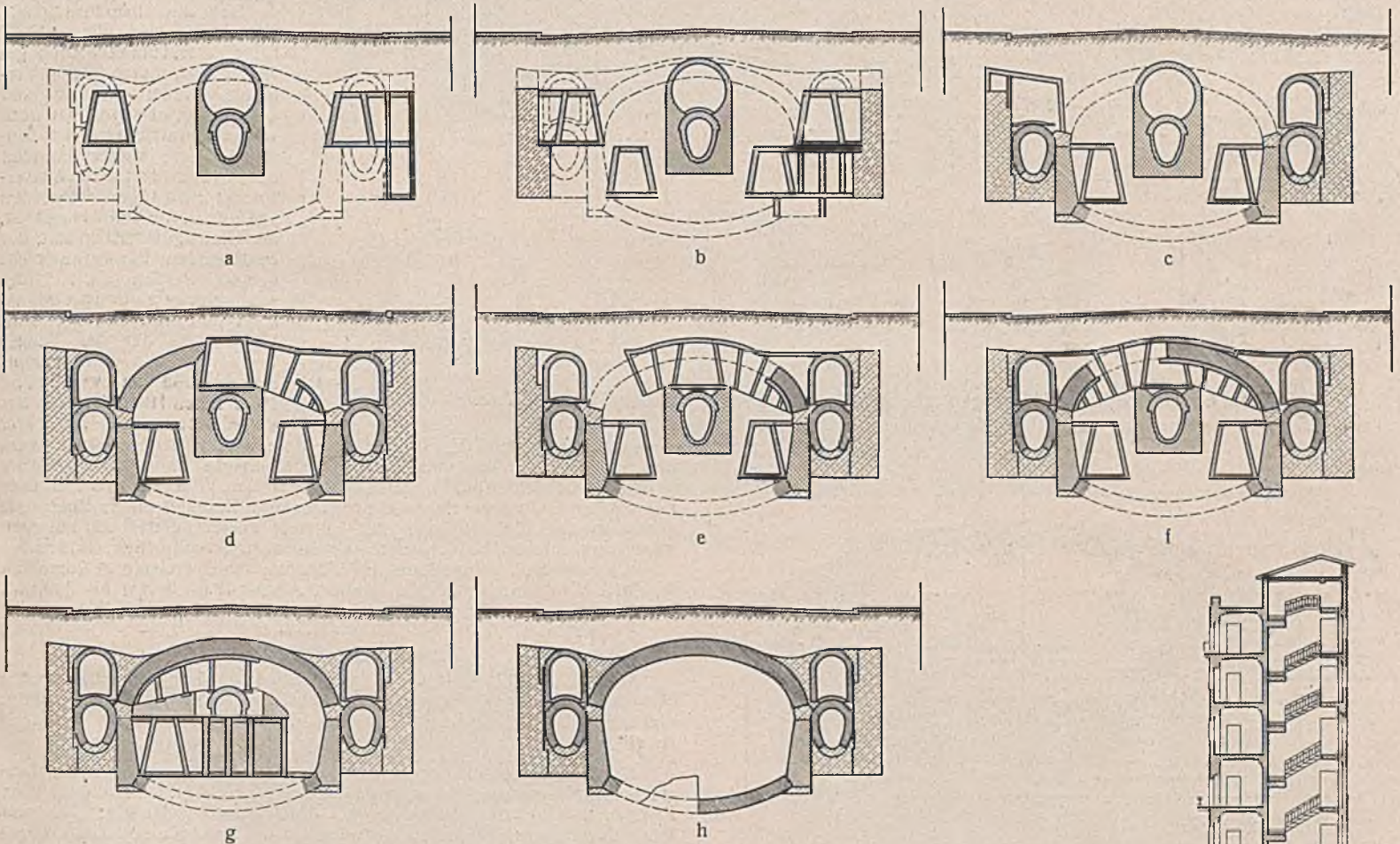


Abb. 2a bis h. Arbeitsvorgang beim Tunnelvortrieb in der Via Cavour.

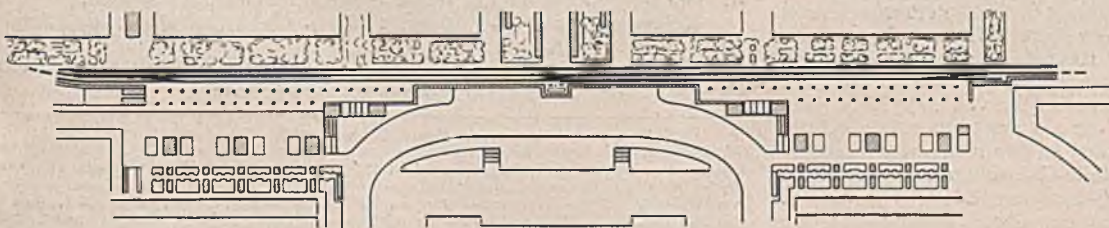


Abb. 6. Grundriß des Endbahnhofs Weltausstellung.
Rechts Ankunft, links Abfahrt. — Im Vordergrund (Mitte) Via Imperiale.

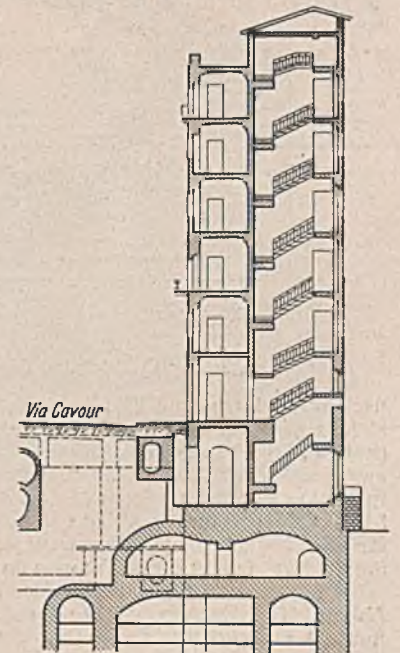


Abb. 7. Querschnitt der Haltestelle
Via Giovanni Lanza.

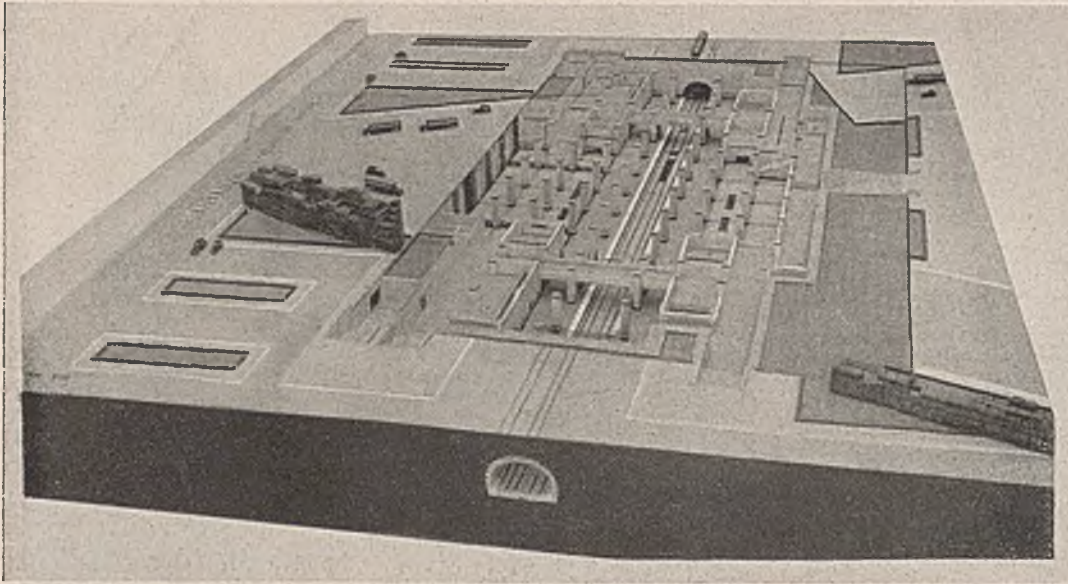


Abb. 4. Modell des Bahnhofs Termini.

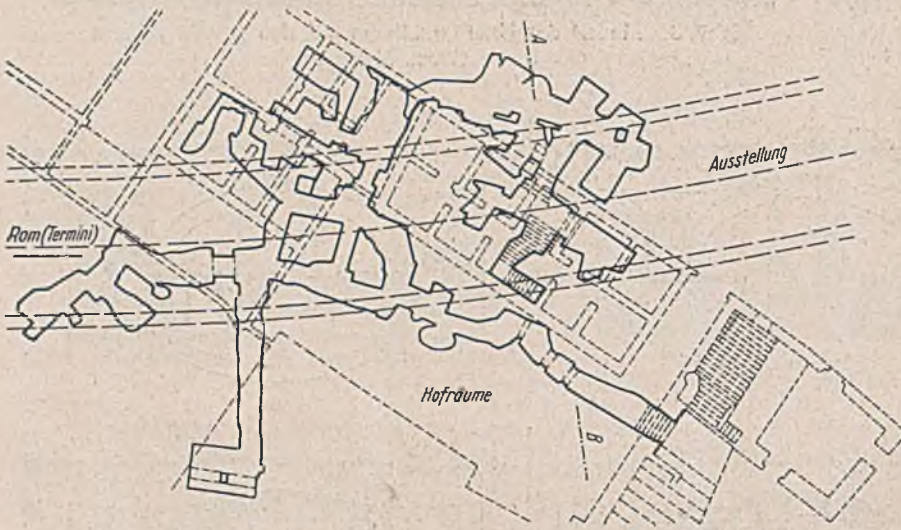


Abb. 8. Unterirdische Höhlungen zwischen der Via Cavour und San Pietro in Vincoli.

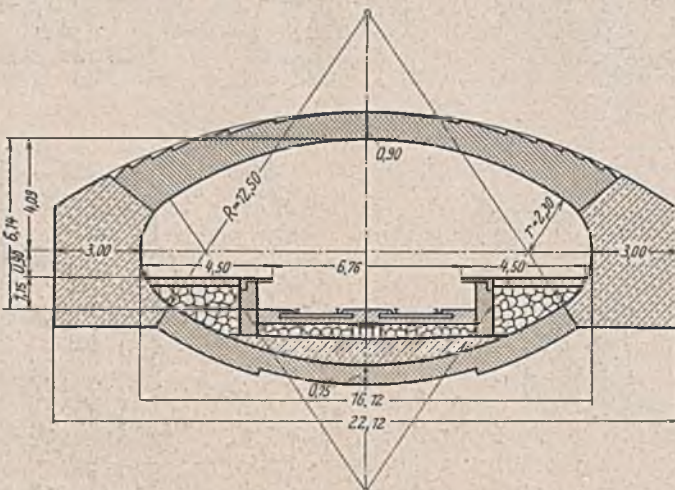


Abb. 5. Querschnitt der Haltestelle Colosseum.

nach oben durch eine Eisenbetonplatte auf 2,0 und 1,5 m dicken Pfeilern abgedeckt. Der mittlere, 156 m lange Teil ist in drei Felder unterteilt (Abb. 4), von denen das mittlere mit den beiden Gleisen 11,8 m, die zwei unmittelbar angrenzenden je 6 m, die 10 m unter der Erde liegenden Fußsteige je 9,8 m breit sind. Das Bahnhofsgebäude ist zweistöckig. Die 8 m hohe Halle für die Abfahrt hat eine Grundfläche von 60 x 27 m, jene für ankommende Züge etwas weniger. In der erst erwähnten Abfahrthalle führen zwei je 8 m breite Treppen unmittelbar zu den Fahrkartenschaltern.

Die Querschnittsausbildung der Haltestelle Colosseum veranschaulicht Abb. 5. Der Endbahnhof Weltausstellung hat eine Länge von 575 m. Ankunft und Abfahrt finden auf derselben den Seen zugekehrten Seite statt (Abb. 6). Der Bahnhof ist symmetrisch zur Via Imperiale, unterführt sie durch einen 197 m langen Tunnel und ist in zwei Hälften, je eine für die Ankunft und Abfahrt, unterteilt. Jede dieser beiden, je 189 m langen Bahnhofshälften ist wieder in zwei Teile unterteilt, wovon der eine 63 m lange vollständig unterirdisch, der andere 126 m lange

offen liegt. Die Gesamtbreite des Bahnhofes mißt 23 m, wovon 8,40 m auf die Gleise, 14,60 m auf die Bahnsteige kommen. Für die Stromlieferung ist eine die neuesten Erfahrungen berücksichtigende Verteilstelle bei Mercati Generali mit einer Leistung von etwa 23 000 kW im Bau. Der Strom wird durch zwei voneinander unabhängige Leitungen von 60 000 V und durch zwei Aushilfsleitungen zugeführt. Als Höchstspeiseleistung sind 30 000 kW vorgesehen.

Besonders vielgestaltige Untergrundverhältnisse erschweren die Bauarbeiten in der Via Cavour nicht unerheblich. Bis in 14 m Tiefe liegen hier Teile alter Bauten, Aufschüttungen, Tone und Tuffreste. In Widerlagerhöhe finden sich viele Spuren des kaiserlichen Roms. Infolge dieser Umstände erfordert hier der Stollenvortrieb größte Vorsicht.

An der Haltestelle Giovanni Lanza sind vor allem die sich über die ganze Straßenseite ausdehnenden Gründungen der anliegenden Paläste bemerkenswert. Die Gebäude der linken Straßenseite haben meist eine durchgehende und sehr starke Gründung, die der rechten Seite sind auf Bogen

und Pfeiler so tief gegründet, daß die Tragglieder durch vorchristliche Bauten hindurchgeführt sind. Auf einer großen Strecke findet sich sogar eine dreifach übereinanderliegende Gründung, wie dies Abb. 7 zeigt. Der Tunnelvortrieb gestaltet sich durch diese Verhältnisse äußerst schwierig und kostspielig, er wird aber noch weiterhin durch das Vorhandensein einer wasserführenden Schicht erschwert, deren Wasserspiegel nicht abgesenkt werden kann, weil, wie bereits erwähnt, der Gleichgewichtszustand der bestehenden Bauwerke nicht gestört werden darf. Eine sehr schwierige Baustrecke ist auch jene von San Pietro in Vincoli, in der der Tunnel von einem 30 m tiefen Hauptschachte und von zwei 22 und 19 m tiefen Hilfsschächten aus vorgetrieben wird. Auch hier

finden sich zahlreiche Höhlungen und viele unterirdische Aussparungen, die zum Teil auf aus dem Altertum stammende Entwässerungskanäle hinweisen dürften (Abb. 8). Längs der Via del Trionfi sind unter dem Botanischen Garten die Bauarbeiten sogar eine Zeitlang durch einen dort genau in der Linienführung des Tunnels aufgefundenen altrömischen Abwasserkanal von bedeutenden Abmessungen unterbrochen worden.

(La Ferrovia Metropolitana del L'Esposizione Universale di Rome von Dr.-Ing. Vito Perrone in „Le Strade“, August 1940, S. 321 bis 333, mit 13 Abb.)
Dr.-Ing. Dr. Haller VDI, Tübingen.

Personalmeldungen.

Hochschulsachen. Professor Wiepking-Jürgensmann wurde beauftragt, in der Abteilung Bauwesen der Techn. Hochschule Berlin den Gartenbau und die Landschaftsgestaltung in Vorlesungen und Übungen zu vertreten.

Deutsches Reich. Straßenwesen. Ernann: Zum Regierungsbauassessor: Bauassessor bei dem Straßen- und Flußbauamt Bamberg Max Frauenhofer unter Berufung in das Beamtenverhältnis; — zum Regierungsbaurat: die Regierungsbauassessoren Ernst Kunz beim Straßen- und Flußbauamt Regensburg, Josef Scharf beim Straßen- und Flußbauamt Bergreichenstein unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit.

Versetz: Regierungsbaurat Alfons Zinth vom Straßen- und Flußbauamt Deggendorf an das Straßen- und Flußbauamt Kempten.

Reichsautobahnen. Ernann: Zum Oberbaudirektor: Baudirektor Schenkelberg, Oberste Bauleitung Breslau.

Versetz: Oberbaudirektor Neumann, Oberste Bauleitung Wien, als Abteilungspräsident zur RBD Wuppertal-Elberfeld.

INHALT: Druckluftgründung eines Speichers. — Der Bergrutsch am Petersberg bei Gau-Odernheim in Rheinhessen im Jahre 1940. — Das Frühjahrshochwasser der Warthe im März/April 1940. — Der Einfluß der neuzeitlichen Böschungsgestaltung bei Reichsautobahnen und Landstraßen auf die Ermittlung der Erdmassen. — Seizungsbeobachtungen an Bauwerken. — Vermischtes: Vorläufige Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken, Ausgabe 1935. — Tagung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft. — Tropen- und kolonialtechnische Arbeitstagung des Vereins Deutscher Ingenieure. — Vom Bau des Masttunnels in Rotterdam. — Die neue Untergrundbahn zur Weltausstellung in Rom. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.