

Alle Rechte vorbehalten.

Rutschgefährliche und fließende Bodenarten.

Von H. Krey, Berlin.

Im Erdbau pocht man gern auf die Erfahrung. Fast alle Veröffentlichungen über Erdbau arbeiten überreichlich mit Erfahrungssätzen, während man exakte zahlenmäßige Nachweise der Standsicherheit möglichst vermeidet. Dabei sind wir doch imstande, in fast allen Fällen die Standsicherheit von Erdbauten mit etwa der gleichen Sicherheit zu beurteilen und zu berechnen wie Bauten von Holz, Stein und Eisen, wenn wir eben das Erdmaterial kennen. Die Unsicherheit der Beurteilung der Standsicherheit von Erdbauten liegt gar nicht, wie man in neuerer Zeit gern glauben machen möchte, in der Unzulänglichkeit unserer Rechnungsverfahren, sondern in erster Linie in der Unkenntnis und ungenügenden Untersuchung der in Mitleidenschaft gezogenen Bodenarten und weiter in der unrichtigen Erkenntnis des ungünstigsten Spannungszustandes.

Auf die Notwendigkeit der eingehenden Untersuchung der physikalischen Eigenschaften der Bodenarten hat u. a. Terzaghi¹⁾ hingewiesen. Den Sinn für die richtige Erkenntnis der Vorgänge beim Bruch und die dadurch bedingten Spannungsverhältnisse zu wecken und zu stärken, war ein Hauptziel meines Buches über Erddruck und Erdwiderstand.²⁾

Wenn man neuerdings einen Widerspruch zu konstruieren sucht zwischen der alten klassischen Erdbaustatik und der neueren Bodenphysik, so ist das ein Mißbrauch des Wortes Erdbaumechanik und eine vollige Verkennung der Arbeit Terzaghis. Beide unterstützen sich und sind im Grunde dasselbe. Die Bodenphysik bildet nach wie vor die Grundlage der Erdbaustatik; und die Erdbaumechanik erstrebt eine Vertiefung der alten richtigen Erkenntnis, setzt sich aber nicht in Gegensatz zu ihr. Eine genaue Untersuchung des Baugrundes bezüglich seiner Eigenschaften ist schon immer für notwendig erachtet, und nur unwissende oder leichtsinnige Konstrukteure glaubten sie entbehren zu können.

Wissenschaftliche Grundlagen.

Nun ist es aber nicht notwendig, für die praktischen Grundlagen der Standsicherheitsberechnung an den angetroffenen Bodenarten alle überhaupt nur erdenklichen Untersuchungen anzustellen, sondern es reicht in den meisten Fällen aus, ebenso wie bei festen Stoffen die wichtigsten Eigenschaften festzustellen, das sind in erster Linie die zulässige Beanspruchung des Stoffes und unter Umständen noch die Gefügeeigenschaften und das elastische Verhalten.

Während es aber bei den meist nur in der einen (Längen-) Ausdehnung beanspruchten festen Stoffen üblich ist, von der Normalspannung (Zug- und Druckbeanspruchung) als Grundlage der zulässigen Beanspruchung auszugehen, hat dieses Verfahren bekanntlich bei größerer Ausdehnung des Stoffes in den Querrichtungen seine Schwierigkeit, da man die zulässige Beanspruchung durch entsprechende Belastung in den Querrichtungen (fast) beliebig herauf- und heruntersetzen kann.

Wir gehen daher bei der Feststellung der zulässigen Beanspruchung der Bodenarten zweckmäßig von zwei (bzw. drei) Spannungen und ihrem jeweiligen Verhältnis aus, und zwar entweder von der Größe und dem Verhältnis der beiden (bzw. drei) Hauptspannungen oder besser von der Größe und dem Verhältnis von Normalspannung und Schubspannung an jeder Stelle. Diese Betrachtungsweise ist an sich durchaus nicht neu, weder für feste Stoffe noch für lose Massen; und auch für Bodenarten sind derartige Untersuchungen von verschiedenen Forschern in älterer und neuer Zeit durchgeführt. Wichtig ist nur die jetzt für alle größeren und wichtigeren Erdbauten als unumgänglich aufzustellende Forderung der genauen Bodenuntersuchung und der Prüfung der Eigenschaften der vorgefundenen Bodenarten vom Standpunkte des Ingenieurs aus und durch einen Ingenieur. Dadurch wird die geologische Untersuchung und Klassifikation der Bodenschichten nicht unnötig. Aber sie reicht für die Beurteilung und zahlenmäßige Berechnung der Standsicherheit der Bauten meist nicht aus.

Die zweite Forderung der richtigen Erkenntnis des jeweilig ungünstigsten Spannungs- und Belastungszustandes auf Grund der festgestellten Eigenschaften der angetroffenen Bodenarten und des Herausfindens der meistgefährdeten Stellen des Bauwerks und des Bodens kann nur von einem (wissenschaftlich vorgebildeten) Ingenieur erfüllt werden.

¹⁾ Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig-Wien 1925. Verlag Deuticke.

²⁾ Krey, Erddruck, Erdwiderstand. 3. Aufl. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Um hierin der Praxis zu dienen und zu helfen, richtet die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin auf der Schleuseninsel im Tiergarten jetzt eine besondere Abteilung für Erdbau ein. Ihre Aufgabe wird es sein, gegen mäßige Gebühren einerseits die wesentlichen Eigenschaften der (aus Bohrungen oder Schürfungen³⁾ gewonnenen) Erdproben durch Versuche festzustellen, damit die örtlichen mit dem Entwurf und Bau betrauten Ingenieure auf Grund dieser Feststellungen möglichst einwandfreie Standsicherheitsberechnungen durchführen können, andererseits aber auch bei der Standsicherheitsberechnung selbst je nach Wunsch der Auftraggeber durch Rat oder Mitarbeit mehr oder weniger mitzuhelfen.

Die Mitarbeit der Anstalt wird wohl meist nur in Anspruch genommen werden bei größeren, teuren oder sonst besonders wichtigen Bauten. Daß aber hier ein dringendes Bedürfnis vorliegt, das zeigt die zunehmende Zahl der Aufträge.

Zwei Bodenklassen beanspruchen unsere besondere Aufmerksamkeit, die in ihrem Verhalten scheinbar ähnlich, in den Ursachen ihres Verhaltens aber doch grundverschieden sind; das sind die rutschenden und die fließenden Böden.

Rutschgefährliche Böden.

Rutschen können alle Böden, wenn sie in eine Lage kommen, in der die angreifenden Kräfte und Lasten größer sind als der Schubwiderstand. Sie neigen aber um so mehr zum Rutschen, je geringer im Verhältnis zu den anderen Kräften der Schubwiderstand ist, und in dieser Hinsicht stehen Tone und fette Lehme obenan. Sie sind es, die die Rutschgefahr in sich tragen, obgleich sie unter Umständen steiler und sicherer zu stehen scheinen als Sandböden und obgleich bei ihnen die Kohäsion die Reibung wesentlich unterstützt. Aber gerade die Kohäsion verleitet wegen ihrer sichtlich günstigen Wirkung bei kleinen Höhen und kleinen Bauten bei oberflächlicher Betrachtung leicht zu einer Überschätzung des Rutschwiderstandes im allgemeinen. Man vergißt, daß bei zunehmender Höhe der von der Kohäsion abhängige Teil des Schubwiderstandes nur mit der ersten Potenz der Höhe zunimmt, während alle anderen Massenkräfte (auch der gesamte Reibungswiderstand) mit der zweiten Potenz der Höhe wachsen. Mit zunehmender Größe des Bauwerks verschwindet daher der Einfluß der Kohäsion immer mehr.

Trägt man den größten Schubwiderstand eines Bodens für die Flächeneinheit bei verschiedenen Flächendrücken, aber unter sonst gleichen Verhältnissen, also vor allem bei gleichem Wassergehalt W ⁴⁾ in Abhängigkeit des Flächendruckes auf, so erhält man etwa die in Abb. 1 dargestellte Linie, die (verlängert) die Ordinatenachse im Punkte K_s schneiden möge. Die Ordinaten geben die Wirkung der Kohäsion und Reibung auf den Schubwiderstand zusammen an, und der Wert K_s gibt den vom Flächendruck unabhängigen, lediglich von der Kohäsion abhängigen Teil des Schubwiderstandes an. Auf diese Weise können wir den Einfluß der Kohäsion und der Reibung gesondert ermitteln. Gewöhnlich drückt man das Gesetz der Abhängigkeit durch die Gleichung einer Geraden aus.

(1)
$$\tau = K_s + \mu \cdot \nu,$$
wenn τ die größte Schubspannung, ν die Normalspannung und μ ein Reibungswert ist.

Es mag dahingestellt sein, ob der Verlauf der Abhängigkeit tatsächlich genau eine Gerade ist. Der praktische Nachweis ist sehr schwierig, da die Ergebnisse schwanken und der Wassergehalt des Bodens während der Versuche und zwischen Versuch und Feststellung des Wassergehaltes sich schnell ändert. Jedenfalls ist die Linie aber so gestreckt, daß man keine großen Fehler macht, wenn man sie als Gerade ansieht.

Es genügt, wenn man sich bei allen plastischen Bodenarten der beiden Ursachen des Schubwiderstandes bewußt bleibt und den Einfluß der Kohäsion auf die Form der Rutschflächen nicht vergißt, im übrigen

³⁾ Die Bohrungen und Schürfungen sind so auszuführen, daß die Bodenproben möglichst in dem Zustande gewonnen werden, wie sie in der Natur an Ort und Stelle vorhanden sind. Völlig einwandfrei ist das bei tieferen Lagen überhaupt nicht möglich, da durch die Probeentnahme zum mindesten die örtliche Spannung ganz oder z. T. beseitigt und meist auch das Gefüge verändert wird; aber es sollen doch mindestens alle größeren Veränderungen vermieden werden. Sehr wertvoll ist es, gleich bei der Bohrung das Einheitsgewicht der Bodenart, die luftgefüllten Hohlräume und den vorhandenen Wassergehalt festzustellen, weil diese sich meistens auf dem Transport ändern.

⁴⁾ Wassergehalt W in Gewichtshundertteilen der festen Masse.

aber für die Lösung der praktischen Aufgaben zur Vereinfachung der Berechnung von dem Gesamtschubwiderstande ausgeht. Wir können dann die Untersuchung praktisch erheblich vereinfachen, wenn wir nicht von einem beliebigen Wassergehalt des Bodens ausgehen, sondern von dem natürlichen, „dem Druck entsprechenden“ Wassergehalt ($n w$).

In Abb. 1 sei n der Flächen-
druck, dem der Wassergehalt W entspricht. Würden wir unter Wasser den Boden mit einem größeren Druck als n belasten, so würde das Wasser aus dem Boden herausgepreßt werden, und der Wassergehalt würde kleiner werden als w . Umgekehrt, wenn man den Boden unter Wasser mit einem geringeren Flächendruck als n belastet, dann wird das Wasser in den Boden eindringen, den Boden zum Schwellen bringen⁵⁾ und den Wassergehalt erhöhen und größer als w machen. Nur bei einer Flächenbelastung n bleibt der diesem Druck entsprechende Wassergehalt unverändert = w . Wir nennen ihn daher den natürlichen Wassergehalt ($n w$). Bei jedem Flächendruck können wir diesen natürlichen Wassergehalt leicht herstellen, wenn wir bei einer beliebigen Belastung ν unter Wasser genügend lange warten, bis sich der (durch Messung festzustellende) Schubwiderstand nicht mehr ändert. Dadurch erhalten wir auf den Linien des Schubwiderstandes für die verschiedensten Werte des Wassergehaltes immer einen besonders bemerkenswerten Punkt N (Abb. 1), der für den in der Natur meist vorhandenen Zustand von der größten Bedeutung ist. Dabei ist es dann an sich gar nicht mal erforderlich, den Wassergehalt jedesmal selbst festzustellen.

Wenn wir diese Untersuchung für verschiedene Flächendrücke $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \nu_4$ usw. durchführen und dafür die dem natürlichen Wassergehalt ent-

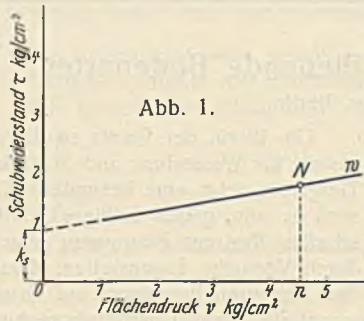


Abb. 1.

dem jeweiligen natürlichen Zustande ist. Dieser Druck ν kommt für die Standsicherheitsberechnung in Betracht, wenn der Wasserdruck (= der offene Wasserstand) auch in der Tiefe h unter Gelände liegt, wie in dem in Abb. 3 (nur der Deutlichkeit wegen) angedeuteten Manometerrohr angegeben ist. Liegt dieser Wasserstand (Wasserdruck) aber höher, z. B. in der Tiefe t unter Gelände, d. h. um $h w$ höher als der Ort des untersuchten Bodens ($h w = h - t$), dann ist der Druck ν , mit dem die kleinsten Bodenteilchen aufeinandergepreßt werden, der also für die Berechnung maßgebend ist:

$$(2) \quad \nu = \Sigma \gamma \cdot \Delta h - h w,$$

und für dieses ν können wir aus unseren Feststellungen bzw. aus Abb. 2 den größten der Berechnung zugrunde zu legenden Schubwiderstand ermitteln.

Liegt dagegen der Wasserdruck (offener Wasserstand) tiefer als h , z. B. in der Tiefe t' unter Gelände, also um $h w' = t' - h$ tiefer als der Ort des untersuchten Bodens, dann ist der maßgebende Druck an dem untersuchten Ort

$$(3) \quad \nu = \Sigma \gamma \cdot \Delta h + h w'.$$

Also an der gleichen Stelle ist der Schubwiderstand, der wieder für das größere ν aus Abb. 2 entnommen werden kann, in dem letzteren Falle erheblich günstiger als in dem ersten Falle. Vorausgesetzt ist dabei, daß das Wasser durch Kapillarwirkung hochsteigt und daher der Boden auch in der Tiefe h noch vollkommen mit Wasser gesättigt ist, was bei plastischen Bodenarten wohl immer der Fall ist.

Schon diese kurze Überlegung zeigt, daß wir es an der gleichen Stelle und bei dem gleichen Bodenmaterial mit ganz verschiedenen Festigkeitseigenschaften als Grundlage der Standsicherheit zu tun haben können, je nach dem im Boden wirksamen Unterdruck oder Überdruck des Wassers. Eine sorgfältige Überlegung der in den verschiedenen zu untersuchenden Fällen praktisch möglichen ungünstigen Druckverhältnisse des Wassers im Boden ist daher eine unerläßliche Vorbedingung jeder einwandfreien Standsicherheitsberechnung von Erdbauten und Bauten in Erde.

In besonders ungünstigen Fällen ist es denkbar, wenn auch nicht gerade wahrscheinlich, daß feine, bis an eine erhöhte Stelle der Oberfläche reichende und unten endigende Sandadern oder -schichten sich von oben mit Niederschlagwasser füllen und nun den maßgebenden Druck ν nach Gleichung 2 und damit den Widerstand gegen Abrutschen erheblich heruntersetzen. Auch ohne Sandadern oder besondere Risse der Oberfläche kann das von der Oberfläche aufgenommene und in dem plastischen Material sehr langsam nach unten sickern Regenwasser gewisse Erhöhungen des Wasserdrucks bringen.

Wenn wir auch alle diese Möglichkeiten nicht genau wissen und übersehen können, so können wir sie doch in der Weise berücksichtigen, daß wir beim Vorliegen solcher Möglichkeiten mit der Sicherheit an diesen Stellen nicht zu nahe an 1 herangehen, ebenso wie es ähnlich auch im Eisenbau üblich ist. Im übrigen hat man einen Anhalt für die Annahme der Wasserstände an dem Wasserstande benachbarter offener Gräben, Flüsse, in gegen Tagwasser abgeschlossenen Bohrlöchern der gleichen Schicht usw. und kann damit den maßgebenden Druck und die davon abhängigen Festigkeitseigenschaften des Bodens in der natürlichen Lage recht gut errechnen.

Etwas verwickelter, aber meist nicht unlösbar wird die Aufgabe der Standsicherheitsberechnung bei schnell wechselnden Außenwasserständen, denen der Wasserdruck im Innern der plastischen Bodenschichten nicht so schnell folgen kann. Unter solchen Verhältnissen, die bekanntlich sehr oft zum Einsturz von Böschungen führen, bleibt nämlich der von dem inneren Wasserdruck abhängige Schubwiderstand nach Gleichung 2 und nach Abb. 2 noch längere Zeit niedrig, während die auf Abschieben wirkenden Angriffskräfte nach Sinken des Wasserdrucks außen sofort größer werden. Diese ungünstigen Umstände können wir aber in Rechnung stellen, wie am besten an einem einfachen Beispiel gezeigt werden möge.

Berechnung einer Böschung mit Dichtungsschicht.

In Abb. 4 sei eine Dammböschung dargestellt, auf der sich eine Tondichtung mit der Dicke d_2 (senkrecht gemessen = $t_2 = \frac{d_2}{\cos \varphi}$) und darauf eine Sandschutzschicht mit der Dicke d_1 (senkrecht $t_1 = \frac{d_1}{\cos \varphi}$) befinden möge, alle in der gleichen Neigung unter dem Winkel φ . Der Wasserspiegel befinde sich einseitig auf der Höhe l , während der Damm auf der anderen Seite trocken liegen möge. Die Neigung φ sei so bemessen, daß der gewöhnliche Sandschüttboden allein sowohl über Wasser als auch unter Wasser standsicher ist. Es handle sich darum, den Einfluß der Tonschicht rechnerisch zu ermitteln und die für die Standsicherheit notwendige Stärke oder Neigung der Deckschicht (oder beides) zu bestimmen. Vorbedingung ist die vorherige Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des verwendeten Dichtungsstones und des Deckmaterials. Und zwar genügt im allgemeinen die Ermittlung der ($n w$)-Linie, wie sie in Abb. 2 dargestellt ist und wie sie in der Versuchsanstalt auf Wunsch jederzeit für jede eingesandte Probe ausgeführt wird.

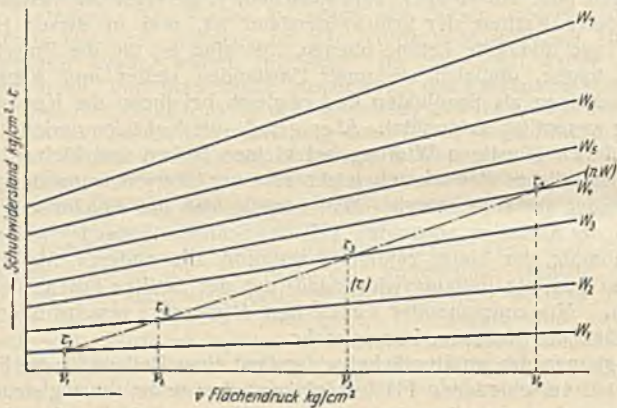


Abb. 2.

sprechenden größten Schubwiderstände $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ usw. feststellen, dann erhalten wir in der durch diese Punkte gelegten $n w$ -Linie die Abhängigkeit des Schubwiderstandes vom Flächendruck allgemein für den meist vorhandenen natürlichen Zustand. Diese $n w$ -Linie legen wir zweckmäßig unseren Rechnungen zugrunde für die in der Natur vorhandenen mittleren Verhältnisse.

Wir müssen uns dann weiter darüber klar werden, ob und wie weit sich durch zeitliche Änderung der Flächendrücke der Schubwiderstand und das Verhältnis von Schubwiderstand zu Flächendruck in ungünstigem und günstigem Sinne ändern kann, wie an Abb. 2 erläutert werden soll.

Angenommen, es handelt sich um die Beurteilung eines Bodens in der Tiefe h unter Oberfläche, wie in Abb. 3 an der Hand eines Bodenprofils dargestellt ist, dann ist der Druck in der Tiefe h unter normalen Verhältnissen bei ungestörter wagerechter Erdoberfläche $\nu = \gamma h$ (bzw. = $\Sigma \gamma \cdot \Delta h$), wenn γ das Einheitsgewicht des Bodens in

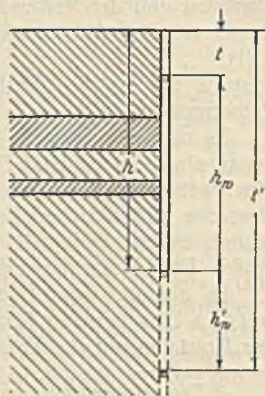


Abb. 3.

⁵⁾ Wenn Prof. Buisman in De Ingenieur 1927, S. 34, meint, daß das Wasser nicht die kleinsten Teile auseinandertreibt, sondern daß es gerade durch die Kapillarkräfte stark gegeneinander drücke, so ist das doch wohl eine unrichtige Auslegung der Terzaghischen Ausführungen. Bei größerem Wassergehalt sind die mit Wasser gefüllten Hohlräume zwischen den festen Teilchen größer. Das beim Quellen des Bodens eindringende Wasser treibt also die festen Teilchen auseinander und lockert den Boden damit naturgemäß.

Da die Ton-Dichtungsschicht dem Wasserdurchfluß im Vergleich zum Sande der Deckschicht einen außerordentlich großen Widerstand entgegensetzt, so ist der Wasserdruck in der ganzen Deckschicht bis zur Oberkante des Tones in der Fläche $c - d$ gleich der Wasserspiegelhöhe $= h$. Dadurch gestaltet sich die Rechnung für die Deckschicht allein unter

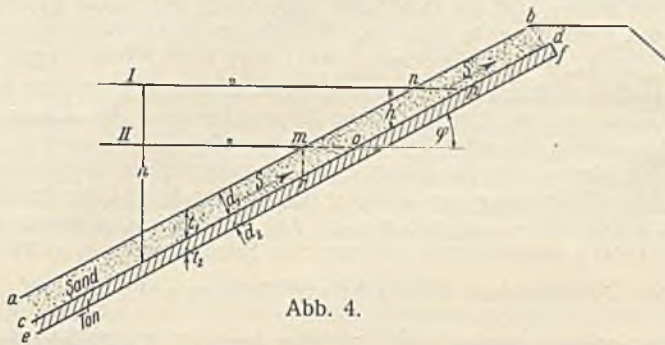


Abb. 4.

Dabei erfordert die Berücksichtigung des Wasserauftriebes einige Aufmerksamkeit.

Würde man in solch einfacher Weise überall die Standsicherheit der Böschungen vor der Bauausführung untersucht haben, dann würde man sehr viele Rutschungen vermieden und sehr viele unnötige Unkosten gespart haben. Die Kosten der Untersuchung der Bodeneigenschaften und einer etwaigen Unterstützung bei der Bodenuntersuchung und Standsicherheitsberechnung wären im Vergleich dazu ganz gering gewesen.

Bei gebrochenen Böschungen und veränderlicher Dicke der Deckschicht ändert sich die Rechnung etwas; sie bleibt aber auch dann noch sehr einfach.

Eine nähere Behandlung verdient noch die Frage der Lage der gefährlichsten Rutschfläche im Ton selbst. Es ist natürlich nicht von vornherein gesagt, daß die gefährlichste Rutschfläche gerade an der oberen Begrenzung der Tonschicht liegt.

In Abb. 6 sei wieder ein schmaler Streifen der Böschung mit der Breite Δb und bis zur Unterkante der Dichtungsschicht reichend dargestellt. Der Wasserdruck nimmt bis zur Dichtungsschicht gleichmäßig bis

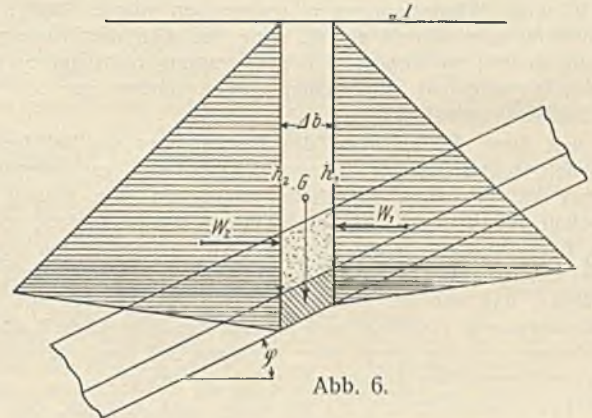


Abb. 6.

zur Höhe h_1 bzw. h_2 zu. In der Dichtungsschicht nimmt er bei Voraussetzung ganz gleichmäßigen Materials angenähert geradlinig (in Wirklichkeit wegen des verschiedenen Wassergehalts erst etwas langsamer, dann schneller) wieder auf Null ab, wenn der Wasserdruck an der unteren Grenze der Tonschicht gleich Null angenommen wird (er kann gelegentlich größer, aber wegen der Kapillarwirkung des feinen Sandes sogar negativ sein). Für den unteren Teil der Tonschicht kommt also nicht der Auftrieb in Betracht, und wir haben als Auflast nicht nur das Gewicht der wasserdurchtränkten Deck- und Dichtungsschicht, sondern auch das ganze Wassergewicht darüber zu berücksichtigen und außerdem den (auf der linken Seite) größeren Wasserdruck in die Rechnung einzuführen. Wenn nun auch hier in den unteren Lagen der Tonschicht die Lasten und damit auch die auf Abschieben wirkenden Kräfte größer sind als in den oberen Lagen, so ist doch auch hier wegen der größeren Materialspannung ν unter normalen Verhältnissen der Schubwiderstand τ größer, und außerdem wirkt ein größerer passiver Erdwiderstand und der größere Seitenwasserdruck dem Abschieben hier entgegen.

In Zweifelfällen kann man die Gleichgewichtsbedingungen für die untere Grenzschicht des Tones aufstellen und damit die gefährlichste Lage der Gleitfläche feststellen. Der passive Erdwiderstand muß auch hier größer als die auf Abschieben wirkenden Kräfte sein.

Berücksichtigung eines schnellen Wasserstandwechsels.

Besonders ungünstig werden die Standfestigkeitsverhältnisse bei sehr schnell fallendem Wasserstande, wie in der Praxis allgemein bekannt ist. Die rechnermäßige Behandlung dieses Falles wird daher wichtig sein.

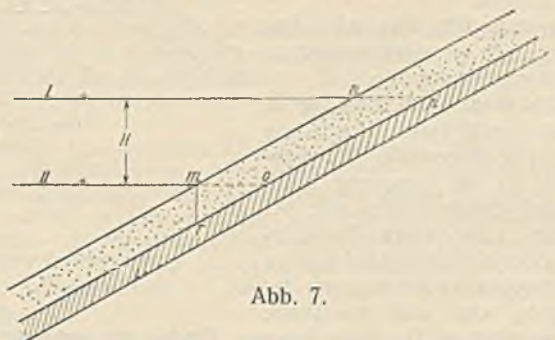


Abb. 7.

In Abb. 4 (besonders dargestellt in Abb. 7) sei für den bisher behandelten Fall der durch eine Deckschicht überlagerten Dichtungsschicht angenommen, daß der Wasserstand von der Höhe I um H bis auf die Wasserstandshöhe II fällt.

Wasser sehr einfach: Wir führen die Gewichte des Deckbodens (mit Wasser getränkt und unter Abzug des Auftriebes -1) in die Rechnung des Erddrucks und Erdwiderstandes ein und vernachlässigen im übrigen das Wasser, da sich der Wasserdruck aus der Rechnung heraushebt.

Auch unmittelbar über dem Wasserspiegel bietet die Berechnung keine Schwierigkeit. Hier ist bei fehlendem Wasserauftrieb und infolge des kapillar ansteigenden Porenwassers das Gewicht des Deckbodens verhältnismäßig groß. Für die Rechnung müssen wir die Festigkeitseigenschaften des Deckbodens unter Wasser und über Wasser für verschiedenen Druck vorher festgestellt haben.

Das gleiche wie für die Deckschicht gilt für die oberste Grenze der Dichtungsschicht, nur mit dem Unterschiede, daß die ebenfalls festgestellten Festigkeitseigenschaften des fetten Dichtungstones wesentlich andere sind als die der sandigen Deckschicht.

Wenn die obere Grenze der Dichtungsschicht an sich geringere Schubfestigkeit aufweist, dann besteht die Gefahr, daß die Deckschicht auf der oberen Grenze der Dichtungsschicht abrutscht und in sich zusammenbricht.

In Abb. 5a ist ein schmaler Streifen der Deckschicht mit der Breite Δb , der Tiefe t_1 und dem Gewicht G (im Wasser) dargestellt. Auf ihm

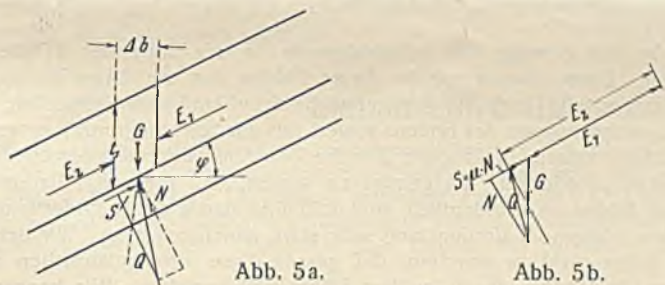


Abb. 5a.

Abb. 5b.

wirken außer dem Gewicht G der Erddruck E_1 , der Erdwiderstand E_2 und der Bodenwiderstand Q . In dem Falle des Abgleitens muß der Widerstand der Tonschicht

$$(4) \quad S = \mu \cdot N$$

sein, worin N der Normaldruck ($= G \cos \varphi$) auf die Tonschicht und μ der Beiwert der Schubkraft ist. μ kann, wenn es sich um Dauerzustände handelt, aus der $(n\omega)$ -Kurve für beliebiges $\nu = \frac{N \cdot \cos \varphi}{\Delta b} = \frac{G \cdot \cos^2 \varphi}{\Delta b}$

nach Abb. 2 entnommen werden, $u = \frac{\tau}{\nu}$.

In Abb. 5b ist das Kräfteck für E_1 , E_2 , G und Q dargestellt.

Für eine beliebige Stelle der Deckschicht erhalten wir dann für den einfachsten Fall der ungeknickten Böschung

$$(5) \quad E = + \Sigma G \cdot \sin \varphi - \Sigma \mu \cdot G \cdot \cos \varphi.$$

Dieser Druck E muß durch den passiven Erdwiderstand der Deckschicht allein aufgenommen werden können. Wenn das nicht möglich ist, dann rutscht die Böschung unweigerlich in sich zusammen. Für die Berechnung des passiven Erdwiderstandes ist im vorliegenden Falle $\delta = \varphi$. Wir haben also in dem gewählten Beispiel den Rankineschen Sonderfall vor uns. Auch die Berechnung nach Coulomb ist hier genügend genau, weil die Gleitfläche nicht von einer Ebene abweicht.

Der Wert μ ändert sich, obgleich er die Reibung und Kohäsion zusammen umfaßt und obgleich er von dem Wassergehalte in hohem Maße abhängig ist, doch für den natürlichen, dem Druck entsprechenden Wassergehalt $(n\omega)$ verhältnismäßig sehr wenig, so daß man für größere Strecken für gleichmäßige Neigung φ schreiben kann

$$(6) \quad E = (\sin \varphi - \mu \cdot \cos \varphi) \Sigma G.$$

Oberhalb des Punktes p bleiben die Druck- und Widerstandsverhältnisse in der meistgefährdeten obersten Grenze der Dichtungsschicht unberührt. Auch links von r ändern sich die Verhältnisse rechnermäßig nicht, da für den natürlichen Wassergehalt des Kleibodens der Überdruck des Erdgewichtes über den Auftrieb maßgebend ist und dieser sich nicht ändert.

Auf der Strecke rop aber nimmt der Auftrieb infolge des Austauchens der Querschnittsfläche mnp stark ab, während das Eigen-gewicht des ausgetauchten Bodens wegen des langsamen Austretens des Wassers aus dem vollgesättigten Deckboden, besonders wenn er aus sehr feinkörnigem Sande besteht, verhältnismäßig groß ist. Der für den Wassergehalt des Bodens maßgebende Druck ist daher (angenähert um ein Wasser-gewicht gleich dem ausgetauchten Querschnitt mno) größer geworden als vorher. Der feinporige Tonboden gibt aber so schnell sein Wasser nicht ab und hat daher im ersten Augenblick nach dem Abfallen des Wasserspiegels einen höheren Wassergehalt, als dem höheren Druck ent-spricht ($n\omega$), und daher einen verhältnismäßig geringeren Schubwiderstand.

Werfen wir dazu einen Blick auf Abb. 2 zurück, so sehen wir, daß beispielsweise einer Druckspannung ν_2 bei natürlichem Wassergehalt ($n\omega$) = W_2 eine Schubspannung τ_2 entsprechen würde. Steigt nun die Druckspannung sehr schnell auf ν_3 , ohne daß sich der Wassergehalt W_2 gleichzeitig ändert, so steigt die Schubspannung nicht auf τ_3 (die dem natürlichen Wassergehalt entsprechen würde), sondern nur auf $[\tau]$, siehe Abb. 2, bei Wassergehalt W_2 .

Da nun diese Abhängigkeit des Verhältnisses τ/ν bei bestimmtem Wassergehalt schwer genau festzustellen ist und es außerdem noch schwieriger ist, in jedem Einzelfalle anzugeben, wie schnell sich der Wassergehalt des Bodens unter verändertem Drucke ändert, so ist eine genaue Berechnung nicht gut möglich. Wir berücksichtigen den Einfluß der Abweichung des Wassergehalts vom natürlichen Wassergehalt ($n\omega$) in der Weise, daß wir die größte Schubspannung vorher und nach der Wasserstandsenkung ermitteln und je nach der Schnelligkeit der Wasserstandsänderung einen größeren oder kleineren Teil des Unterschiedes von der für ($n\omega$) ermittelten Schubkraft in Abzug bringen.

Praktisch vereinfacht sich die Rechnung noch dadurch, daß sich das Verhältnis $\mu = \frac{\tau}{\nu}$ bei natürlichem Wassergehalt verhältnismäßig wenig ändert. Wir können daher die Rechnung für die wirklichen Gewichte unter Berücksichtigung des Auftriebes und des Einheitsgewichtes des noch wasser-durchtränkten ausgetauchten Deckbodens in der oben ange-ggebenen Weise (Gleichung 5) durchführen; müssen dann aber auf der Strecke rop von dem größten Schubwiderstand (dem zweiten Gliede) $\Delta u G \cos \varphi$ einen Betrag abziehen $\mu (mno p)$ ($\gamma = 1$) $\cos \varphi$.

Die Vergrößerung der Angriffskraft E (Gleichung 5) ist im Bereiche des wechselnden Wasserstandes gerade deshalb um so ungünstiger, weil der passive Erdwiderstand hier wegen des Wasserauftriebes gleichzeitig stark heruntergeht. Die vielen Böschungseinstürze im Bereiche des wech-selnden Wasserstandes lassen sich auf solche Weise leicht begründen und zum Teil rechnerisch verfolgen.

Standsicherheit von Böschungen in plastischen Bodenarten.

Gerade das rechnermäßige Erfassen der Wirkung des Wassers im Boden ist der Kernpunkt der neueren Behandlungsweise der Aufgaben des Erddrucks und der Standfestigkeit in plastischen Erdarten. Was nutzt uns alles phrasenhafte Gerede von dem Flüssigwerden des Tones unter Wasser, von dem Entstehen von Gleitflächen und Rutschflächen usw., wenn wir damit keine ganz klaren Begriffe verbinden können, und wenn wir die Zustände nicht zahlenmäßig festlegen können.

Dazu sind wir aber z. T. im-stande, wie ich an einem einfachen Beispiel klarmachen werde.

In Abb. 8 sei eine Böschung in einem rutschgefährlichen plastischen Bodenmaterial dargestellt. Wir kön-nen dabei an die Böschung eines tiefen Eisenbahneinschnittes wie bei Rosengarten oder eines Kanalein-schnittes oder ähnliche Fälle denken.

Bei genügender Ausdehnung der Böschung op kann man den Druck auf eine parallel zur Böschung liegende Fläche $\angle s$ senkrecht annehmen. In der Tiefe t beträgt dann die Normalspannung

$$(7) \quad \eta = \gamma t \cos^2 \varphi.$$

Der Druck, mit dem die festen Bestandteile des Bodens gegeneinander-gepreßt werden, ist aber, wie bereits oben auseinandergesetzt ist,

$$(8) \quad \nu = \gamma t \cos^2 \varphi \pm h_w$$

— oder $+ h_w$, je nachdem der offene Wasserstand über oder unter der untersuchten Stelle $\angle s$ liegt. Vorausgesetzt ist dabei, daß das Wasser kapillar bis über die Stelle $\angle s$ hochgesogen wird und keine anderen Kräfte wirken, die eine Bewegung des Porenwassers hervorrufen, oder mit anderen Worten, daß die Hohlräume vollkommen mit Wasser gefüllt sind und das Porenwasser in Ruhe ist. Wir müssen dabei bedenken, daß die Saughöhe h_w in fetten Bodenarten weit über 10 m betragen kann, ohne daß Hohlraumbildung eintritt oder Luft Zutritt, weil ja eben nicht der an die Grenze von rd. 10 m gebundene Atmosphärendruck das Wasser hoch-drückt, sondern die unter Umständen weit größere Kapillarkraft.

Wir können nun für diesen Fall die größtmögliche Schubspannung aus Abb. 2 für ein $\nu = \gamma t \cos^2 \varphi + h_w$ auf der ($n\omega$)-Linie feststellen, z. B. würde für $\nu = \nu_4$ sich $\tau = \tau_4$ (Abb. 2) ergeben, während einem $\eta = \gamma t \cos^2 \varphi$ beispielsweise $= \nu_2$ nur eine Schubspannung τ_2 entsprechen würde. Der scheinbare Reibungsbeiwert (Reibung und Kohäsion) $\mu = \frac{\tau}{\nu}$

(in der obigen Annahme $= \frac{\tau_4}{\nu_2}$) ist also durch die Kapillarwirkung des Wassers erheblich größer⁹⁾ geworden. Die Wirkung ist um so stärker, je höher der (kapillar mit Wasser gesättigte) Boden über dem offenen Grundwasser liegt, also am größten an der Oberfläche; sie nimmt nach unten mit der Nähe zum offenen Grundwasser ab. Die Gefahr des Rutschens nimmt also mit der Nähe des Grundwassers zu. Diese Tat-sache der größeren Rutschgefahr nach unten hin ist wohl allgemein be-kannt. Weniger bekannt aber ist es, daß wir sie nach ihrer Größe zahlen-mäßig bestimmen können.

Bei den natürlichen Erdböschungen unserer Bauten kommen noch Umstände hinzu, die für den Wassergehalt des Bodens und damit für die Standsicherheit von außerordentlichem Einfluß sind; das sind die Ver-dunstung des Porenwassers an der Erdoberfläche und die Anfeuchtung durch Regen.

Die Verdunstung wirkt jedenfalls bis zur Schwindgrenze günstig auf die Standfähigkeit des Bodens. Durch die Verdunstung wird der Wasser-gehalt stark heruntergesetzt und damit der Schubwiderstand bei gleichem Druck stark erhöht. Mit anderen Worten: Der innere Wasserdruck wird so weit durch die Verdunstung heruntergesetzt (negativ), als es der größten Kapillarkraft an der Schwindgrenze des Bodenmaterials entspricht. Weiter kann die Kapillarkraft den Wasserdruck nicht heruntersetzen. Oberhalb dieser Schwindgrenze tritt Luft in den Boden; z. T. bekommt er auch Trockenrisse.

In Abb. 8 möge die Schwindgrenze in der Höhe der Fläche $q-r$ liegen. Dann können wir in dieser Fläche den negativen Wasserdruck bestimmen und auch die größtmögliche Schubkraft dafür feststellen, wenn die Untersuchungen des Bodens soweit (bis zur Schwindgrenze) ausgedehnt sind. Für unsere praktischen Zwecke der Standsicherheitsberechnung ist es nicht erforderlich. Es genügt zu wissen, daß diese Kapillarkraft bei fetten Böden außerordentlich groß sein und damit die Schubfestigkeit der Böden infolge der Verdunstung sehr stark zunehmen kann. Wir brauchen uns daher nicht zu wundern, daß gerade diese rutschgefährlichen Böden unter Umständen bis zu größter Höhe steil anstehen. Wir kennen den Grund und können die Standsicherheit unter verschiedenen Verhältnissen, z. T. rechnerisch genau verfolgen.

Eine Folge der Verdunstung ist auch eine Bewegung des Porenwassers von dem (offenen) Grundwasser nach der Erdoberfläche und damit eine noch stärkere Änderung des Wassergehaltes und des Wasserdruckes nach der Oberfläche zu, entsprechend dem Reibungsgefälle⁷⁾ des Porenwassers.

Ungünstig dagegen wird die Standfestigkeit beeinflusst durch An-feuchtung infolge von Regen usw. Bei Wasserzutritt von oben kehrt sich das Gefälle des Porenwassers z. T. um. Das eindringende Wasser erhöht von oben aus vordringend den Wassergehalt, treibt dadurch die festen Bodenbestandteile auseinander und bringt den Boden zum Quellen. Da-mit ist umgekehrt eine Herabsetzung der Festigkeitseigenschaften des Bodens verbunden. Nur ist es hier schwer, den Grad der Durchfeuchtung und damit die Stärke des Einflusses anzugeben, und wir müssen uns auf Schätzungen verlassen.

Möglich ist es, daß eine kurze Zeit lang und stellenweise freies Regen-wasser an der Oberfläche steht. Dann ist hier die für die Festigkeit maßgebende Spannung ν an der Oberfläche $= 0$ und unter der Ober-fläche nicht mehr $\nu = \gamma t \cos^2 \varphi + h_w$, sondern sie nähert sich je nach der Schnelligkeit der Verteilung des Porenwassers der Größe $\nu = \gamma t \cos^2 \varphi$, und damit wird die Standfestigkeit geringer. Kleine Abrutschungen an

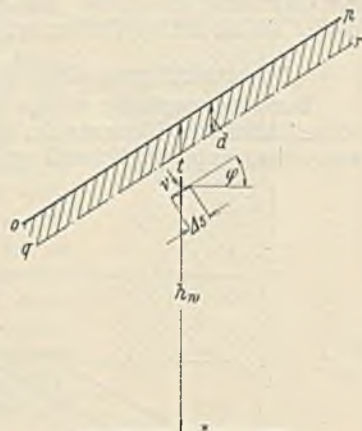


Abb. 8.

⁹⁾ In diesem Falle stimmt also die Auffassung von Prof. Buisman (vergl. Anm. 5) zufällig, daß durch die Kapillarkräfte des Wassers die festen Bodenbestandteile zusammengezogen werden.

⁷⁾ Terzaghi spricht in solchen Fällen von „dynamischem Wasser-druck“. Der Ausdruck ist etwas ungeschickt gewählt, da es sich an jeder Stelle nur um Reibungsgefälle und nicht um Geschwindigkeitsumsetzung handelt.

der Oberfläche können die Folge der vorübergehenden Regenanfeuchtung sein.

Ja, es ist sogar möglich, daß das in Spalten und Trockenrissen gelegentlich tiefer eindringende Regenwasser zeitweilig, bis es sich verteilt hat, unter einem gewissen Überdruck steht, so daß der Wassergehalt noch größer wird, als dem Materialdruck $\nu = \gamma t \cos^2 \varphi$ entspricht, und der Schubwiderstand auch in größerer Tiefe geringer wird.

Ich möchte glauben, daß neben dem Eindringen des Regenwassers in das Planum auch ein Eindringen und Einsickern in die Spalten und Trockenrisse der Böschungen bei Rosengarten die großen Rutschungen mitverursacht hat, auch wenn es nicht besonders bemerkt ist. Denn der Ton selbst ist dort gar nicht so besonders schlecht, wie die Untersuchung ergeben hat, sondern würde auch bei vollem natürlichen Wassergehalt noch in einer Böschung 1:4 (bis 1:3) stehen, bei dem meist vorhandenen geringeren Wassergehalt aber noch erheblich steiler.

Fließende Bodenarten.

Ganz anders wirkt das Wasser bei fließenden Bodenarten, die meist unter dem Namen „Triebssand“ oder „Fließsand“ gehen. Bei ihnen ändert sich der Wassergehalt nicht, jedenfalls nicht wesentlich, mit dem Druck. Die festen Bestandteile behalten also, abgesehen von den durch den Druck zuweilen herbeigeführten nicht ohne weiteres bei Entlastung rückgängigen⁹⁾ Strukturveränderungen, ihre gegenseitigen Entfernungen voneinander, und der größere oder geringere Wassergehalt beeinflusst daher nicht in der Weise wie bei plastischen Bodenarten den Schubwiderstand. Der Schubwiderstand ist im allgemeinen verhältnismäßig groß und dem Druck verhältnismäßig (50 bis 70%).

Nur wenn der Boden aus irgend einer Ursache mit Porenwasser übersättigt ist, dann tritt ein plötzliches Heruntergehen der Schubkraft auf Null ein. Der Boden fließt, und er wirkt auch in diesem Zustande als Flüssigkeit.

⁹⁾ Bei den meisten im Wasser plastischen Bodenarten wird bei längerer Druckbelastung auch unter Wasser ein bestimmter Teil des Porenwassers herausgepreßt. Bei längerer Entlastung (unter Wasser) tritt das Porenwasser wieder in den Boden zurück und treibt die Bodenteilchen so weit auseinander, wie es dem noch vorhandenen Druck entspricht. Oder man kann sich auch vorstellen, daß die Bodenteilchen elastisch bei nachgebendem Druck auseinanderfedern und nun das Porenwasser in der gleichen Weise zuriicksaugen. Die Kapillarkraft spielt ganz unter Wasser keine Rolle, da sie allseitig wirkt. Bei nicht plastischen Bodenarten tritt ein solches Aus- und Eintreten des Wassers bei Druckänderungen im allgemeinen nicht ein.

Selbst bei gröberen Sanden ist der Zustand des Fließens zeitweilig möglich, wenn sie beispielsweise unter Druck aufgewirbelt werden. Man bezeichnet sie aber nicht als fließende Bodenarten, weil das Fließen sofort aufhört, wenn das Druckgefälle nachläßt.

Bei ganz feinkörnigen Sanden aber, die dem Wasseraustritt wegen der Feinheit der Poren großen Widerstand entgegenzusetzen, kann der Fließzustand länger dauern, bis so viel Wasser ausgetreten ist, daß die einzelnen Sandkörner sich wieder berühren. Man darf annehmen, daß bei übersättigtem Wassergehalt die einzelnen Sandkörner im Wasser schwimmen, und in diesem Zustande sind die fließenden Bodenarten ganz oder stellenweise als Flüssigkeiten zu betrachten. Abgelagert und nach Austritt des überschüssigen Porenwassers zeigen sich dieselben Bodenarten als völlig standsicher.

Ein Boden ist also nicht an sich ein Fließboden, sondern er kann nur unter ungünstigen Umständen dazu werden. Als Ursache der Erzeugung des Fließzustandes können alle Umstände in Betracht kommen, die eine zeitliche oder örtliche Übersättigung mit Wasser hervorrufen, wie z. B. aus benachbarten Schichten ausfließendes Grundwasser, das in der zum Fließen neigenden Bodenart ein stärkeres Druckgefälle hervorruft. Ebenfalls kann eine durch Erschütterung hervorgerufene Umlagerung¹⁰⁾ der Sandteilchen eine dichtere Lagerung und damit eine Übersättigung des benachbarten Bodens durch das überschüssigwerdende Wasser hervorrufen. Eine solche Übersättigung ist um so leichter möglich, weil die feinen zum Fließen neigenden Bodenarten das Wasser durch Kapillarkraft lange halten und daher meist vollgesättigt sind.

Vorbedingung für das Fließen ist natürlich immer die Möglichkeit des Austritts des Bodens; solange sie in anderen, besonders gröberen Bodenarten eingebettet sind, sind sie nicht gefährlich.

Die Beurteilung der fließenden Bodenarten hat sich daher zwar in erster Linie auf ihre Geneigtheit¹⁰⁾ zum Fließen zu erstrecken, hat dann aber in der Hauptsache zu ermitteln, ob Ursachen vorhanden sind, die den Boden wirklich zum Fließen bringen können.

Äußerlich können beide, die rutschgefährlichen und die fließenden Bodenarten, den Einsturz von Böschungen und Bauwerken hervorrufen; in der Art ihrer Wirkung sind sie aber grundverschieden, und sie sind daher in ganz verschiedener Weise zu untersuchen.

¹⁰⁾ In dieser Beziehung möge auf die sehr anschauliche Darstellung von Dr.-Ing. J. Versluys, „Loopsand en drijfzand“ in der Zeitschrift *De Ingenieur* 1926, Nr. 29, verwiesen werden.

¹¹⁾ Auch die Untersuchung der Geneigtheit der Bodenarten zum Fließen hat die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, in ihr Arbeitsprogramm aufgenommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes.

Die seit etwa 50 Jahren den Eisenbahnverkehr über den Königshafen von Rotterdam vermittelnde zweigleisige Eisenfachwerkbrücke mit einer 56 m langen zweiarmigen Drehbrücke zwischen zwei festen Überbauten von je 80 m Spannweite (Abb. 1) genügte dem schnell anwachsenden Verkehr längst nicht mehr. Nachdem die Brücke im November 1918

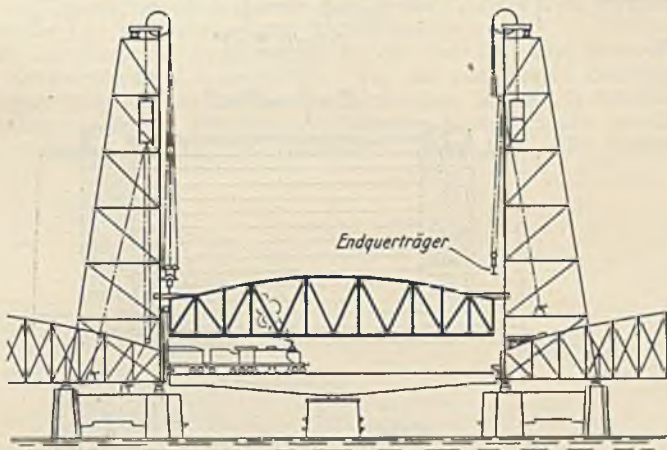


Abb. 1.

schnelleren Betrieb gestattete. Eine weitere Möglichkeit bei dieser zweiten Lösung war außerdem die Höherlegung der Fahrbahn wie beim ersten Vorschlage.

Nachdem das Wasserbauministerium zunächst die Ausführung nach Lösung 2 mit für später in Betracht gezogener Erhöhung veranlaßt hatte, wurde noch nach Inangriffnahme der Arbeiten eine sofortige Erhöhung um 1 m beschlossen. Dadurch verringerten sich einerseits die Kosten beträchtlich, andererseits genügte schon diese Erhöhung der Durchfahrt für die weitaus meisten Fahrzeuge.

Die Arbeiten wurden in fünf Losen vergeben, von denen das erste die Unterbauten, das zweite die Verstärkung der festen Überbauten, Los 3 die eigentliche Hubbrücke einschließlich der Türme, Los 4 die Entfernung der alten Drehbrücke (ohne Transport nach Dordrecht) und den Einbau in eine dortige Drehbrücke, Los 5 endlich die Abbruch- und Aufräumarbeiten für den alten Drehpfeiler umfaßte. Das vorteilhafteste Angebot ging von der Gutehoffnungshütte A.-G. in Oberhausen in Verbindung mit der Holländischen Gesellschaft für Eisenbetonausführungen in 's-Gravenhage ein, die auch den Zuschlag für den Gesamtauftrag erhielten.

Gemäß Los 1 mußten zunächst beiderseits der bisherigen Drehbrücke die Unterbauten für die Hubtürme geschaffen werden. Da die vorhandenen festen Überbauten für die Aufnahme der Türme nicht genügend verstärkt werden konnten, mußten die neuen Unterbauten um die ersteren herumgebaut werden.

Die Auflager der vorderen senkrechten Stützen der Türme wurden unmittelbar neben die der alten Überbauten auf die alten Pfeiler gesetzt. Für die hinteren schrägen Stützen waren neue Pfeiler hinter die ersteren zu bauen und — da sich bei den letzteren Bewegungserscheinungen gezeigt hatten — mit ihnen zu einem festen Ganzen zu verankern. Dazu waren die alten Pfeilerköpfe bis etwa auf Wasserlinie neben den alten Auflagern abzubrechen und zur Aufnahme der neuen Turmauflager neu aufzumauern.

Ferner mußten zu diesem Zweck die festen Überbauten zeitweise entlastet werden, was sich einfach durch Abstützung auf die neuen, für die hinteren Turmstreben gebauten Pfeiler ermöglichen ließ. In Verbindung damit entschloß man sich, angesichts der bereits erwähnten Bewegungserscheinungen der alten Pfeiler, deren Last möglichst zu verringern und die alten festen Überbauten dauernd auf den neuen Pfeilern

durch Anfahren eines Dampfers schwer beschädigt worden war, beschloß man daher ihre vollständige Erneuerung. Die dabei vorhandenen Möglichkeiten bestanden nach der in „De Ingenieur“ 1927, Heft 6, gebrachten Wiedergabe der von P. Joosting am 26. September und 22. Oktober 1926 gehaltenen Vorträge einmal in der Herstellung einer festen Brücke, deren Unterkante dann ebenso hoch wie die der stromauf vorhandenen Brücken liegen mußte; die Fahrbahn war in diesem Falle um etwa 3 m zu heben. Zweitens kam in Frage, die alte Drehbrücke durch eine andere bewegliche Bauart — jedoch ohne mittleren Drehpfeiler — zu ersetzen, deren Unterkante in gleicher Höhe wie bei den Nachbaröffnungen zu legen war und die gegenüber der Drehbrücke einen

aufzulagern, die zu diesem Zweck verbreitert wurden. Dank dieser Maßregel wurde die Beanspruchung der alten Pfeiler trotz der zweifachen Last der Hubtürme und des neuen Überbaues gegenüber der bisherigen nur wenig vergrößert. Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung war die günstigere Beanspruchung der seitlichen Überbauten infolge der Verringerung der Stützweite um rd. 16,60 m, wodurch diese Überbauten um so leichter zur Aufnahme größerer Betriebslasten verstärkt werden konnten.

Die alten Pfeiler bestanden aus einem zwischen Spundwänden geschütteten Betonkörper. Da jedoch das Rammen einer Spundwand unter den festen Überbauten schlecht durchführbar war, entschloß man sich zur Gründung der neuen Pfeiler auf je zwei Senkbrunnen, die mit ihrer Oberkante auf etwa NW liegen und Aufbauten von Beton erhalten sollten, die miteinander und mit den alten Pfeilern durch schwere Eisenbeton-

balken zu verbinden waren. Die Brunnen bestehen nach Abb. 2 und 3 aus einem Doppelzylinder, dessen äußere und innere Wandung aus Eisenbeton sind. Die im Entwurf ursprünglich vorgesehenen Verbindungsschotten zwischen beiden Wandungen kamen auf Vorschlag der die Gründung ausführenden Unternehmung in Fortfall, wodurch zwar die Außenwand etwas stärker, dagegen die Schwimmfähigkeit gesteigert und vor allem die Einschalung erleichtert wurde. Jeder der vier Brunnen hatte einen Außendurchmesser von 8 m und eine Höhe von 10 m. Sie wurden auf einem Gelände am Waalhaven¹⁾ für die Außenwände mit eiserner und sonst in hölzerner Schalung unter Verwendung von schnellerhärtendem Dyckerhoff-Doppelzement in etwa sechs Wochen hergestellt. Die Brunnen wurden durch Schlepper an Ort und Stelle geschafft und, nachdem der Boden von altem Geröll und Strauchwerk freigebaggert war, durch allmähliches Einlassen von Wasser in den Zwischenraum zwischen den Wandungen abgesenkt. Gleichzeitig wurde der Innenraum ausgebagert. Zur Vermeidung von Strömungen unter Brunnenunterkante wurden die Wasserspiegel innerhalb und außerhalb des Brunnens stets auf gleicher Höhe gehalten.

Bei der Ausführung stellte sich heraus, daß der Untergrund teilweise den Annahmen nicht entsprach, und daß tragfähiger Baugrund sich erst in erheblich größerer Tiefe vorfand, als angenommen war. Nach Abb. 2 wurden deshalb die beiden südlichen Brunnen etwa 4 m tiefer als die beiden andern abgesenkt und durch Aufsetzen eines Eisenbetonringes auf die innere Brunnenwandung um 2 m erhöht (Abb. 2 links). Diese Maßnahmen haben sich bewährt. Anfängliche Sackungen kamen nach einiger Zeit völlig zum Stillstande, worauf man zur Herstellung der Verbindung mit den alten Pfeilern gehen konnte. Nach dem Vorschlage der ausführenden Firma konnten die erheblichen Kosten der Schalung für die 4,5 m hohen Eisenbetonträger dadurch erspart werden, daß man Eisenbetonkisten verwendete, die auf dem Werkplatz hergestellt, fertig zur Baustelle geliefert, mittels Schwimmkranes in Aussparungen der Pfeiler versetzt und später ausbetoniert wurden. Abb. 4 zeigt die Verbindungen der neuen Pfeiler untereinander und mit dem alten Pfeiler.

Die Verstärkungsarbeiten nach Los 2 boten nichts besonderes. Bei Ausführung von Los 3 wurden von den Hubtürmen die untersten drei Fache mit Hilfe eines Schwimmkranes zusammengesetzt, nachdem die einzelnen bis zu 20 m langen und 30 t schweren Teile mit der Bahn am Kai angeliefert waren. Der Kran war jedoch für den Zusammenbau der oberen Turmfelder nicht hoch genug, weshalb ein Spezialdrehkran auf-

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 6.

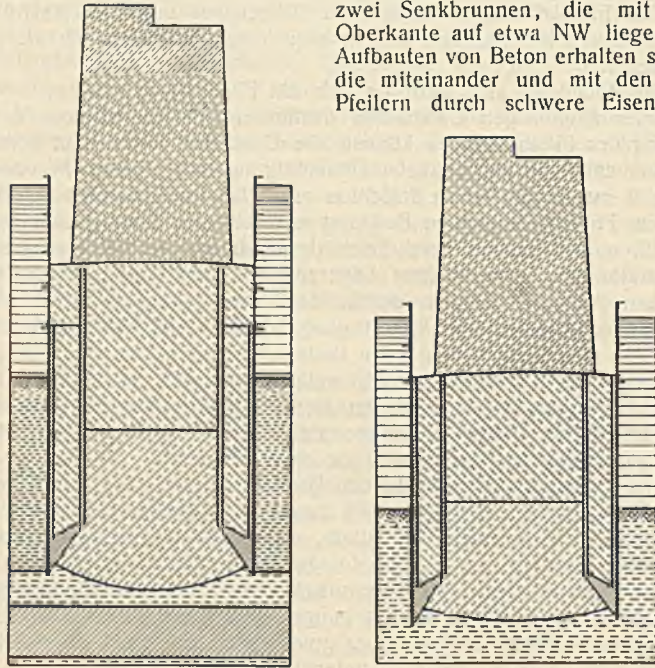


Abb. 2.

Abb. 3.

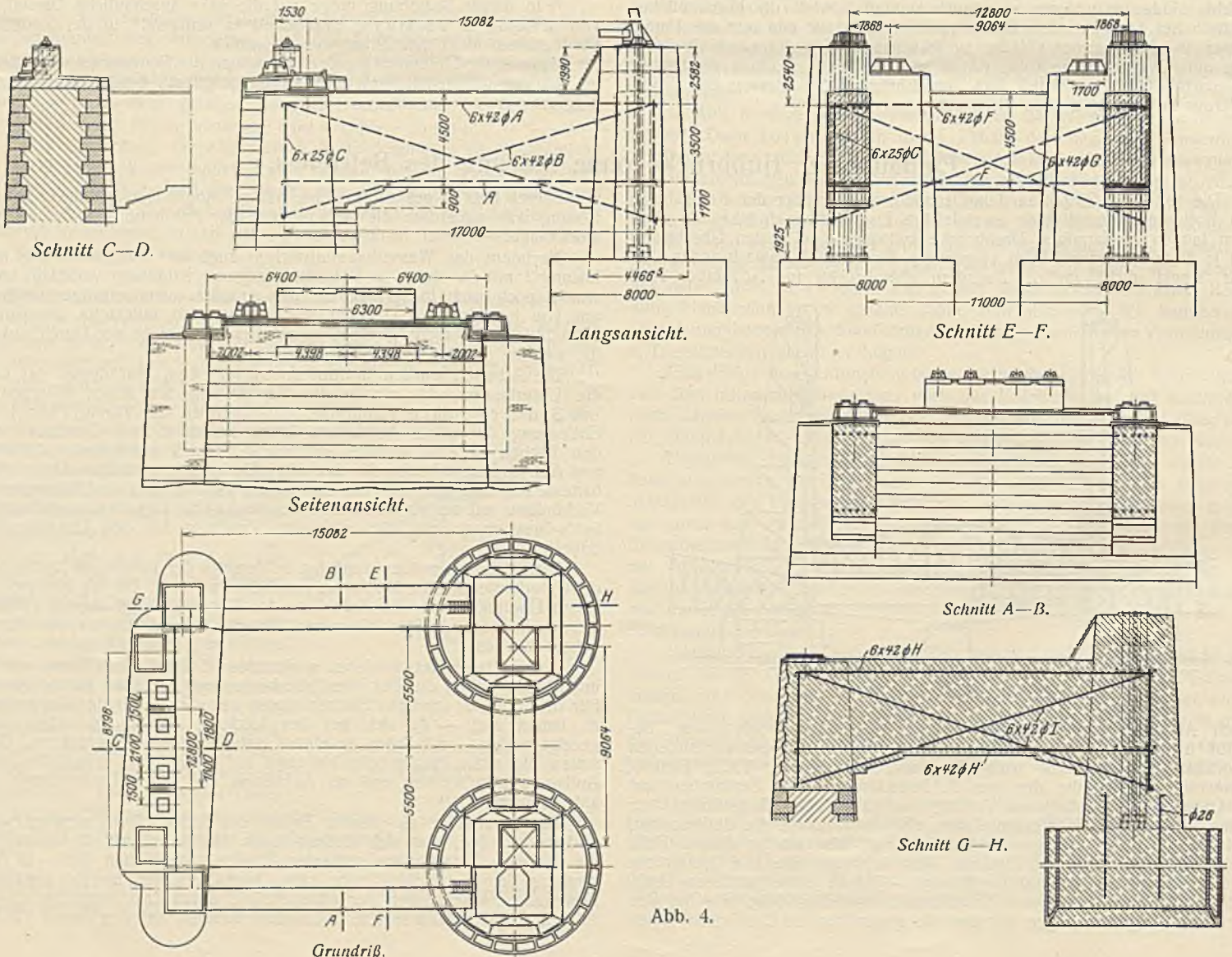


Abb. 4.



Abb. 5.



Abb. 6.

gestellt wurde (Abb. 5), mit dem die oberen Felder in kurzer Zeit zusammengebaut wurden.

Die Hubhöhe in der neuen Mittelöffnung beträgt jetzt 41 m, die gegebenenfalls später auf 53 m erhöht werden soll. Der Überbau ist an 48 Kabeln von 40 mm Durchm. aufgehängt, die über 8 Kabelräder laufen. Die Hubvorrichtung ist im südlichen Turm eingebaut und hat elektrischen Antrieb (Abb. 1).

Entgegen dem von der Behörde ursprünglich in Aussicht genommenen Arbeitsplan wurden Anlieferung, Zusammenbau und Einbringung der Hubbrücke nach den Vorschlägen der Gutehoffnungshütte in folgender Weise ausgeführt: Die beiden Hauptträger wurden auf dem Werkplatz der Firma in Walsum zusammengesetzt und auf dem Wasserwege nach Rotterdam geschafft. Dort wurde dann in einer Nacht von Sonntag auf Montag — zur Zeit des geringsten Verkehrs — der westliche Hauptträger durch zwei Schwimmkrane auf zwei an den Endständen der beiden festen Über-

bauten zu diesem Zweck angebrachte Konsolen aufgesetzt und gegen Kippen gesichert. Am nächsten Tage brachte man den östlichen Hauptträger in gleicher Weise ein und schloß ihn durch die oberen Querriegel und den Windverband an den westlichen an. Ferner wurden die oberen Querriegel des Endportals angeschlossen, die Gleitrollen befestigt und das ganze Tragwerk in die Hubkabel eingehängt, alsdann die Gegengewichte mit dem Trägergewicht in genaue Übereinstimmung gebracht und der Träger mit Hilfe von Tauen und Winden 5 m hochgezogen, um die noch fehlenden Endquerträger einbauen zu können. Zum Schluß wurden die Gewichte ganz heruntergelassen, das Tragwerk also ganz hochgezogen, in dieser Lage die Fahrbahn hergestellt und die sonstigen zur Vollendung der Brücke noch erforderlichen Arbeiten ausgeführt, gleichzeitig nach und nach mit fortschreitender Vollendung die Gegengewichte zur Erzielung völligen Gleichgewichts beschwert und die neue Hubbrücke betriebsfähig gemacht (Abb. 6).

Alle Rechte vorbehalten.

Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich.

Die Stadt Zürich beabsichtigt in der Limmat bei Wettingen den Bau einer Wasserkraftanlage. Durch ein Stauwehr soll die Limmat um etwa 20 m über Flußsohle angestaut werden. Die Flußsohle an der Sperrstelle wird aus Süßwassermolasse mit unbedeutender Kiestberlagerung gebildet. Bei Hochwasser muß über das Stauwehr eine Wassermenge von höchstens 750 m³/Sek. ohne Überschreitung des Stauzieles abfließen können. Da der Querschnitt des Tales nur eine lichte Weite der erforderlichen Wehröffnungen von 45 bis 50 m zuläßt, gehen im äußersten Falle bis zu 17 m³/Sek. durch 1 m Wehröffnung. Dabei beträgt das Gefälle zwischen Ober- und Unterwasser 16 m und die Energie des über das Wehr fließenden Wassers für 1 m Wehröffnung also 240 000 kgm/Sek.

Zur Erlangung von Bautentwürfen hat die Stadt Zürich im Januar 1926 einen Ideenwettbewerb veranstaltet¹⁾. Vor der endgültigen Beurteilung der eingegangenen Vorschläge für die Wehranlage hat sie in Anbetracht der außergewöhnlichen Hochwasserverhältnisse Modellversuche anstellen lassen, deren Ergebnisse²⁾ von allgemeinem Wert sind. Die Versuche

die durch ihren Energieverbrauch ein günstigeres Kolkbild im Unterwasser zur Folge hat. Ferner wurden mit Rücksicht auf die Geschiebeführung alle Vorschläge mit einer Ausnahme zurückgestellt, die nicht genügend große und tiefliegende Grundablässe aufwiesen. Aus dieser Vorauslese blieben fünf Vorschläge übrig, mit denen Vergleichsversuche angestellt wurden (Abb. 2).

Die ersten drei Vorschläge sahen zu tiefen Tosbecken ausgebildete Sturzböden vor, in die das Wasser aus den Grundablässen und über den Überfallrücken des Wehres zuströmt. Das tiefliegende Tosbecken gestattet die Ausbildung einer mächtigen Deckwalze, die durch den Überfallstrahl in zwei Teile zerschnitten wird. Bei dem vierten Vorschlag ist statt des freien Überfalls ein Saugüberfall gewählt, durch den der Ausflußstrahl fast unter rechtem Winkel mit dem Grundablaßstrahl zusammenstößt. Die Schwelle des Sturzbodens liegt hoch, ein Tosbecken ist nicht vorhanden. Der fünfte Vorschlag weist zwei kleine Grundablaßrohre je Wehröffnung auf, die durch Krümmer abgedreht sind und unmittelbar aufeinanderstoßen. In den durch den Anprall hoch aufsteigenden Schwall fällt als dritter Strom das Wasser des freien Überfalls ein. Die Sturzbodenlänge ist gering. Ein Tosbecken fehlt. Die kolkverhindernde Wirkung der letzten Anordnung war am besten, die der vierten am schlechtesten, weil sich hier eine Deckwalze nicht bildete. Aus praktischen Gründen, Bedenken bezüglich der Lebensdauer der Krümmer, großer Geräuschentwicklung und weil eine Absenkung der Limmat bei diesem Entwurf ausgeschlossen erscheint, wurde die fünfte Lösung fallengelassen, so daß nunmehr die ersten drei in nähere Wahl traten. Von diesen, die sich im wesentlichen nur durch die Ausbildung des Überfallrückens und des Tosbeckens und die Verteilung des Wasserzuflusses auf Überfall und Grundablaß unterscheiden, wurde die dritte Lösung mit dem längsten Tosbecken wegen größerer Kolkbildung und ungenügender Ausnutzung des Tosbeckens — es bildete sich im Tosbecken eine Grundwalze — ausgeschieden und von den anderen beiden Lösungen, die sich hydraulisch ziemlich gleichwertig zeigten, die konstruktiv einfachere gewählt, nachdem Versuche auch mit 500 und 300 m³/Sek. zufriedenstellende Ergebnisse gezeitigt hatten. In Abb. 3 ist dargestellt in einer der vorgesehenen fünf Öffnungen von je 9,70 m Lichtweite die auf Grund weiterer umfangreicher Modellversuche verbesserte, endgültig vorgeschlagene Wehrform.

Besondere Untersuchungen sind über die Stabilität der Deckwalze angestellt worden, indem gemessen wurde, um wieviel der Unterwasserstand abgesenkt werden muß, damit die Deckwalze fortgeschwemmt wird. Zwischen dem Unterwasserstand, bei dem die Deckwalze mit Sicherheit besteht, und dem, bei dem sie weggespült wird, zeigt sich ein erheblicher

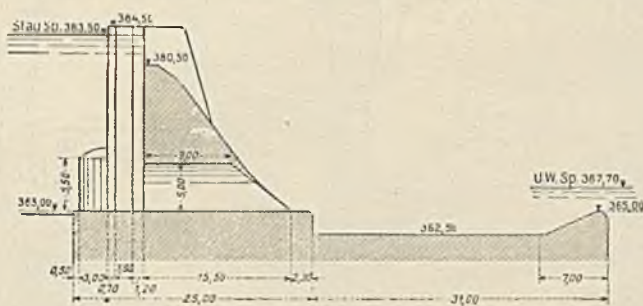


Abb. 1.

wurden in einem einstweilig hergerichteten Meßkanal von 19 m Länge, 1 m Breite und 1,3 m Tiefe in der Eidgenössischen Technischen Hochschule mit einem Modellmaßstabe von etwa 1 : 30 ausgeführt. Nach Vorversuchen mit einem dem Konzessionsentwurf von Locher & Co. nachgebildeten Modell (Abb. 1) wurden die Lösungen ausgeschieden, die nicht ein Zusammenarbeiten von Grundablässen mit Überfällen vorsahen, weil sich nur bei dem kombinierten Zufluß die Deckwalze im Tosbecken bildete,

¹⁾ Vergl. Schweizer Bauzeitung vom 25. September 1926, S. 190.

²⁾ Vergl. Schweizer Bauzeitung vom 21. und 28. Mai 1927, S. 275 ff.

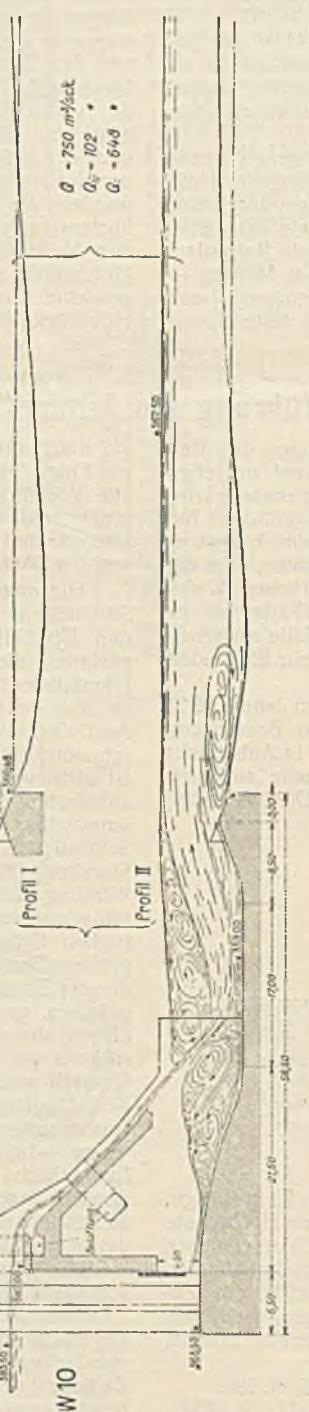
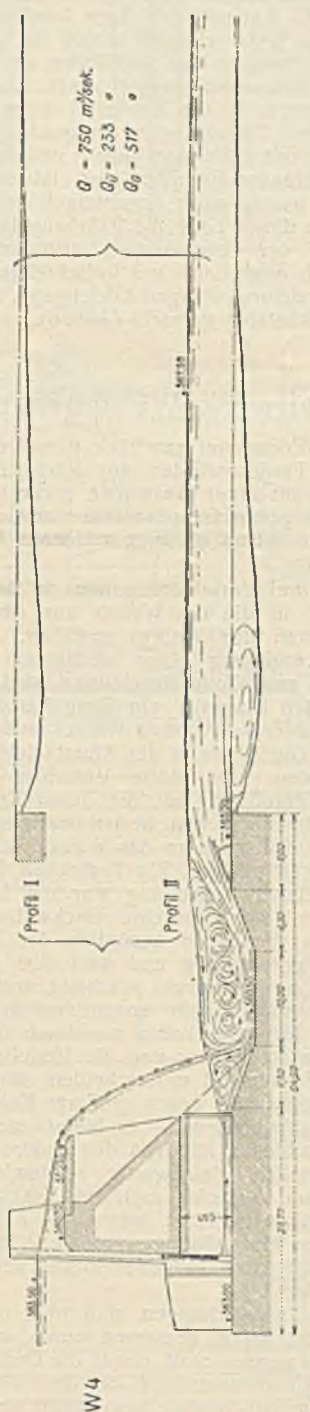
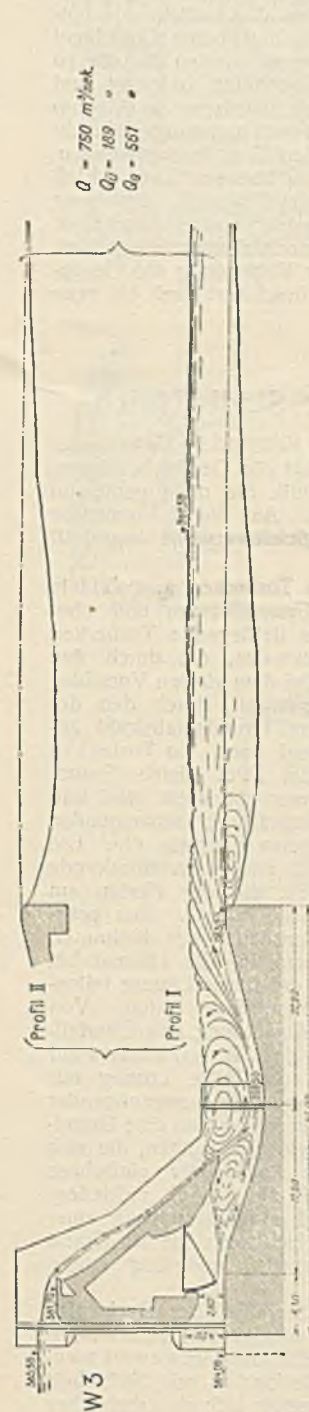
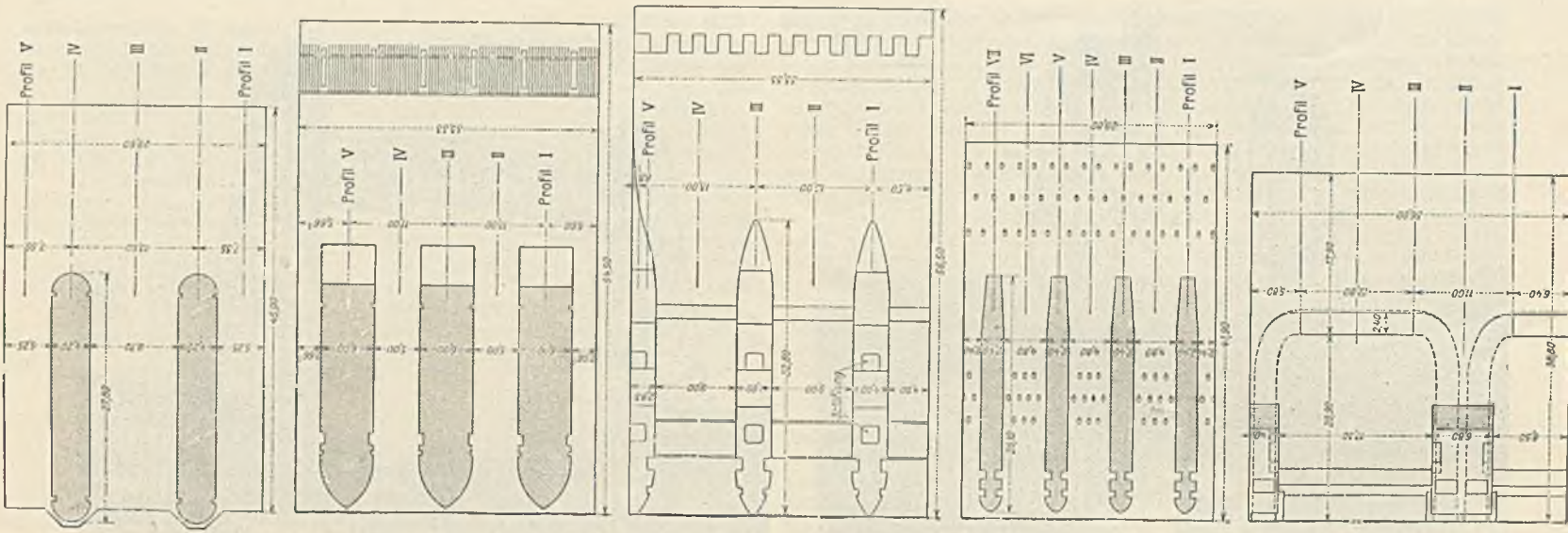


Abb. 2.

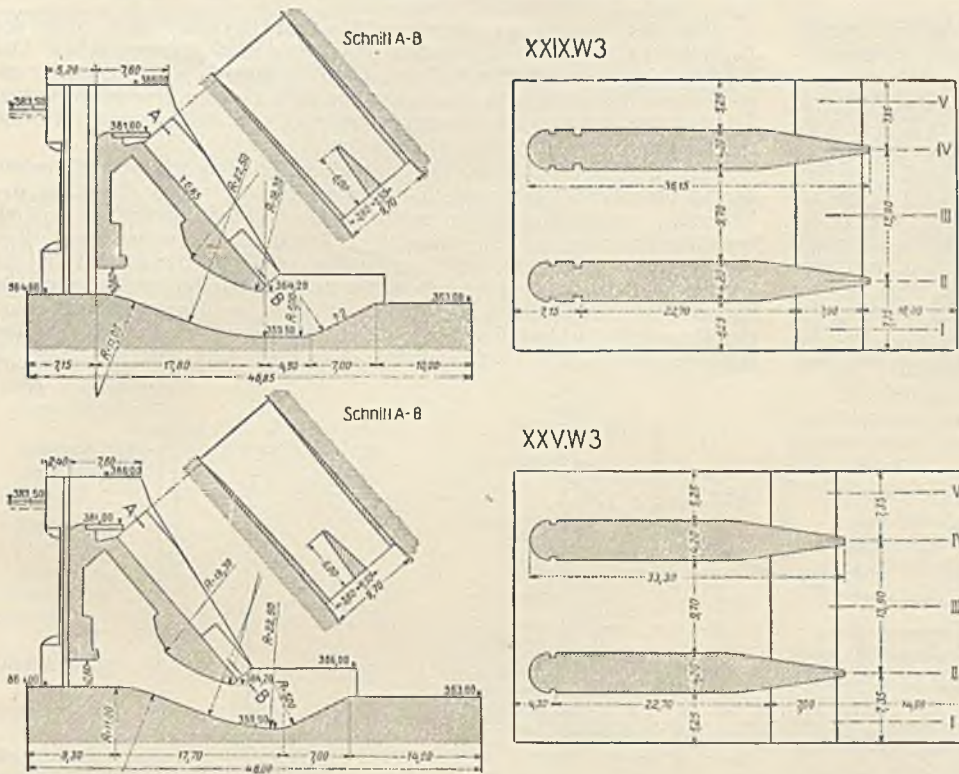


Abb. 3.

niedrigen Unterwasserständen die Ursache zum Wegschwemmen der Deckwalze und damit großer Kolke sein kann, und zwar schon bei verhältnismäßig geringer Ungleichmäßigkeit der Beanspruchung.

Ein weiteres wichtiges Ergebnis der Versuche ist der Nachweis eines gegenseitigen Zusammenhangs zwischen Gestalt und Aussehen der Wasseroberfläche und dem Relief der darunter liegenden Sohle. Im Oberwasser hebt sich vor den Pfeilerköpfen der Wasserspiegel, dem in der Sohle, durch dreidimensionale Querströmung verursacht, ein Kolk entspricht, falls sich nicht die Grundplatte des Wehres zum Schutz der Sohle gegen diesen Angriff weit genug stromaufwärts erstreckt. Im Unterwasser zeigt sich, wenn auf dem Abfallrücken des Überfalls die Seitenwände nicht, wie in Abb. 3 dargestellt, keilförmig zusammengerückt und eine keilförmige Mittelschwelle nicht angeordnet ist, in der Verlängerung der Pfeiler eine ruhige Oberflächenzone mit Schaumbändern, während in der Verlängerung der Wehroffnung sich aufquellende Wirbel zeigen, von denen aus das Wasser radial nach allen Seiten abfließt. Auch hier sind dreidimensionale Grundströme vorhanden, die in der Sohle unter der ruhigen Oberflächenzone Kolke erzeugen. Durch die im Vorschlag vorgesehenen keilförmigen Verjüngungen des Abfallrückens wird eine Verdopplung und günstigere Verteilung der Ruhe- und Wirbelzone erreicht und damit ein viel ausgeglicheneres Sohlenrelief.

Nach den Vorschlägen für die Ausführung sollen von einem Hochwasser von 750 m³/Sek. 318 m³/Sek. durch die Überfalle und 432 m³/Sek. durch die Grundablässe abgeleitet werden. Versuche, bei denen nur die Überfälle mit 318 bzw. nur die Grundablässe mit 432 m³/Sek. in Tätigkeit waren, zeigten annähernd die gleiche Kolkentiefe wie bei dem Abfluß beider Wassermengen zusammen. Die Teilwassermengen zeitigten das umgekehrte Oberflächen- und Kolkbild wie der Gesamtfluß.

Unterschied. Es besteht also eine ausgesprochene Labilitätszone. Die Untersuchungen führten zu dem für den praktischen Betrieb wichtigen Ergebnis, daß eine stärkere Beanspruchung einzelner Öffnungen bei

die gleiche Kolkentiefe wie bei dem Abfluß beider Wassermengen zusammen. Die Teilwassermengen zeitigten das umgekehrte Oberflächen- und Kolkbild wie der Gesamtfluß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von der bayerischen Zugspitzbahn.

Der nahezu 20 Jahre währende Kampf um das Zustandekommen einer bayerischen Zugspitzbahn¹⁾ ist seit Ende Mai d. J. dadurch in einen neuen Abschnitt eingetreten, daß das Ende 1926 gebildete Konsortium erster Münchener Banken die verschiedenen vorliegenden Entwürfe hat technisch prüfen und gleichzeitig die Möglichkeit einer Finanzierung bearbeiten lassen. Dieses Bankenkonsortium ist nunmehr zu dem Ergebnis gekommen, daß unter den für die Zugspitze gegebenen Verhältnissen grundsätzlich eine Standbahn vom Bahnhof Garmisch-

Partenkirchen über den Eibsee bis zum Zugspitzgipfel den Vorzug vor den geplanten Seilschwebebahnen verdiene und daß unter den bearbeiteten Standbahntwürfen der Entwurf von Ing. H. H. Peter in Zürich zu wählen sei, der für die Strecke vom Bahnhof Garmisch-Partenkirchen über die Talstation der Kreuzeckbahn und Hammersbach (Höllentalklamm) bis zum Eibsee eine reine Reibungsbahn und für die Bergstrecke vom Eibsee über das Platt zum Zugspitzgipfel eine Standseilbahn vorsieht. Demgemäß hat sich das Bankenkonsortium bereit erklärt, den Entwurf Peter zu finanzieren, wenn die beteiligten staatlichen und kommunalen Stellen ihn angemessen unterstützen. Da somit die Er-

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 34, S. 463, Entwurf Cathrein.

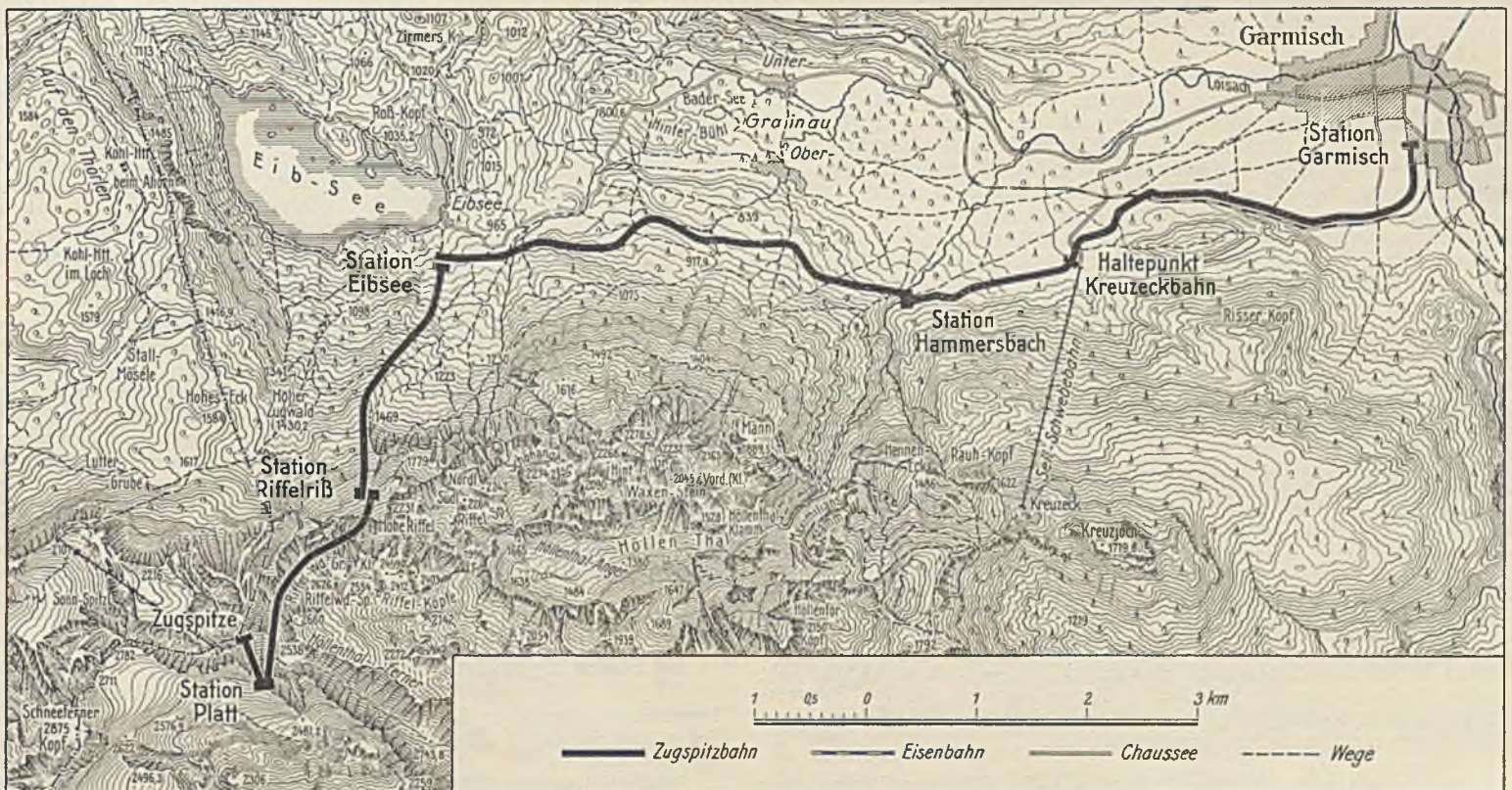


Abb. 1. Übersichtskarte des Zugspitzgebietes.

bauung der Bayerischen Zugspitzbahn nahegerückt ist, so dürften folgende Mitteilungen von Wert sein, die wir zum Teil der Denkschrift des Bankenkonsortiums entnehmen.

Der Bahnhof Garmisch-Partenkirchen (Abb. 1) liegt auf Höhe 705,50 m ü. M., der Eibsee auf 973,40 m ü. M. und der Zugspitzgipfel auf 2964 m ü. M. Die Entfernung von Garmisch-Partenkirchen bis zum Eibsee beträgt in der Luftlinie gemessen rd. 8500 m bei 300 m Höhenunterschied. Die Entfernung Eibsee—Zugspitzgipfel mißt in der Luftlinie rd. 4000 m bei rd. 2000 m Höhenunterschied (Abb. 2). Hieraus ergibt sich von selbst eine Zweiteilung der Zugspitzbahn: die Talstrecke zwischen Garmisch und dem Eibsee und die Bergstrecke zwischen dem Eibsee und dem Zugspitzgipfel. Die Talstrecke Garmisch—Eibsee läßt sich ohne weitere Schwierigkeiten als reine Reibungsbahn ausbilden. Für den Bahnbau auf der Bergstrecke dagegen sind verschiedene Systeme möglich. Die bis zu der am 31. Mai 1927 abgelaufenen Frist zur Einreichung der Kon-

Für das nunmehr vorgesehene Standseilbahnsystem nach der Zugspitze ist das Zweiwagensystem mit Pendelbetrieb³⁾ vorgesehen. Das Zugseil führt von dem einen Wagen über die von einem Elektromotor angetriebenen Seilscheiben in der Bergstation zum anderen Wagen. Zwischen Tal- und Bergstation jedes Abschnitts befindet sich die Ausweiche für die sich begegnenden berg- und talfahrenden Wagen (Abb. 3).

Linienführung. Die Ausgangstation befindet sich westlich neben der Reichsbahnstation Garmisch-Partenkirchen. Für den Übergang der Reisenden von der Reichsbahn zur Zugspitzbahn dient ein Personentunnel, für Güterübergang ist ein besonderes Anschlußgleis vorgesehen. Von hier führt die Talstrecke mit 1 m Spurweite parallel der Reichsbahnlinie Garmisch—Grießen, überquert diese vor der jetzigen Reichsbahnhaltestelle Kreuzzeckbahn und wendet sich der Talmulde zu, in der sich die Talstation der Kreuzzeckbahn befindet, wo eine Haltestelle vorgesehen ist. Weiter führt die Linie nach Hammersbach, einer Haltestelle für die Ortschaft

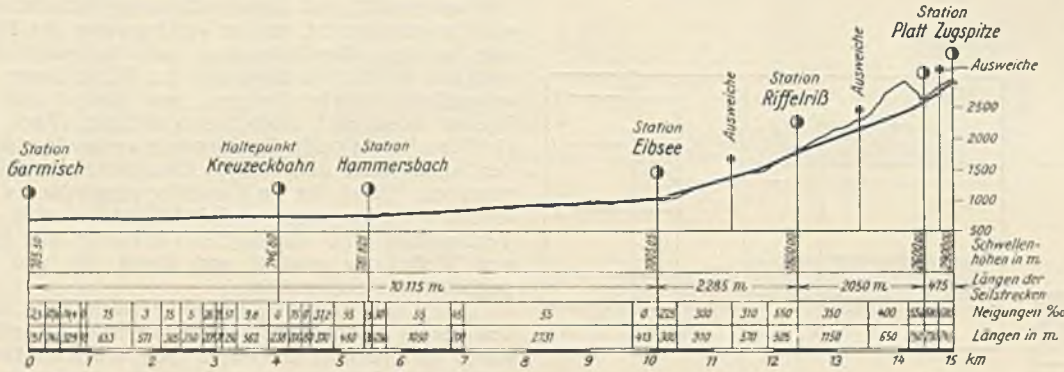


Abb. 2. Übersichtshöhenplan der Zugspitzbahn.

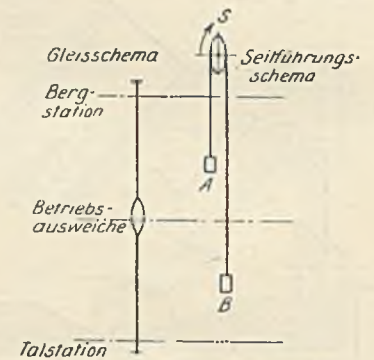


Abb. 3. Pendelbetrieb des Zweiwagensystems.

zessionsentwürfe dem Bayerischen Handelsministerium vorgelegten neun Entwürfe betreffen Seilschwebbahnen, Zahnradbahnen und Standseilbahnen.

Unter den Seilschwebbahnentwürfen ist der nach der Bauart Bleichert-Zuegg der bekannteste.²⁾ Die Linienführung dieses Entwurfes zerfällt in zwei Teilstrecken. Von der Talstation Eibsee führt die 2210 m lange Teilstrecke I zur Zwischenstation Riffelriß in 1780 m Höhe und von hier die 2060 m lange Teilstrecke II zu der etwa 200 m unterhalb des Ostgipfels gelegenen Bergstation „Zugspitzwand“ (2737 m ü. M.). Von der Bergstation führt ein Fußgängertunnel von 410 m Länge durch das Zugspitzmassiv bis an den Rand des Plattferners auf 2680 m ü. M. Vor der Mitte ist der Tunnel zu einem größeren Aufenthaltsraum erweitert. Von hier führt ein senkrechter, doppelter Bergaufzug mit 200 m Schachthöhe bis zur Endstation Zugspitzgipfel. Die stündliche Höchstleistung beträgt 180 Personen in jeder Richtung. Die Fahrzeit Eibsee—Zugspitze beträgt 26 Minuten. Die Kosten der gesamten Anlagen der Seilschwebbahn einschließlich der Baukosten für die neue Autostraße von der Reichsbahnstrecke Garmisch—Ehrwald zum Eibsee sind auf rd. 3,5 Mill. R.-M. veranschlagt; die Baukosten für die Personenstundenleistung betragen also rd. 19 500 R.-M.

Der wichtigste Vertreter des Zahnradbahnsystems ist der Entwurf von Dr. R. Zehnder-Spoerry, Montreux. Nach diesem soll die Linie, deren gesamte Baulänge 18 350 m, deren Höhenunterschied 2194 m und deren Spurweite 1 m beträgt, vom Staatsbahnhof Garmisch-Partenkirchen ausgehen und zuerst in westlicher Richtung bis Obergrainau als 6550 m lange Reibungsbahn mit 40 ‰ Höchstleistung ausgebildet werden. Auf der 3090 m langen Strecke Obergrainau—Eibsee, die eine größte Steigung von 130 ‰ aufweist, wird die Zahnstange notwendig. Von Eibsee ab ergeben sich Steigungen von 189 bis 250 ‰ bei insgesamt 8710 m Länge. Auf dieser Strecke sind auch Schutzbauten gegen Steinschlag- und Lawinengefahr, sowie gegen Schneeverwehungen vorgesehen. Über der Höhe von 1800 m ü. M. verläuft die Bahn auf 2250 m im geraden Tunnel bis zur Station Platt (2325 m ü. M.). Unmittelbar dahinter tritt die Bahn in einen 2400 m langen Kehrtunnel, an dessen Ende die Station Zugspitze (2902 m) ebenfalls im Berginnern liegt. In der Höchststeigung beträgt die normale Fahrgeschwindigkeit 8,5 bis 9 km/Std. Die Fahrzeit Garmisch—Zugspitze beträgt unter Einrechnung der Aufenthalte 1 Std. 53 Min., die Fahrzeit Eibsee—Zugspitze 1 Std. 20 Min. Die stündliche Höchstleistungsfähigkeit bergwärts beträgt bei Heranziehung von Ergänzungszügen ab Garmisch 1200, ab Eibsee 960 Personen. Die Baukosten sind für die Strecke Garmisch—Zugspitze auf 13 Mill. R.-M., für die Strecke Eibsee—Zugspitze auf 8,5 Mill. R.-M. veranschlagt, d. h. die Baukosten für die Personenstundenleistung betragen für die ganze Strecke rd. 7100 R.-M., für die Strecke Eibsee—Zugspitze 8900 R.-M.

Die Zahnradbahn scheidet aus, weil bei ihr — trotz ihrer hohen Leistungsfähigkeit — eine Rente für die hohen Anlagekosten nicht zu erwarten ist, die Seilschwebbahn ebenso, weil sie — trotz verhältnismäßig großer Rente — den Verkehr bei größerem Andrang (schöne Sommerstage) nicht bewältigen kann und ihre Betriebsfähigkeit in den oberen Höhenlagen nicht unbedingt gewährleistet ist.

²⁾ U. a. hat auch die Firma J. Pohlig A.-G., Köln, den Entwurf einer kontinuierlichen Drahtseilbahn eingereicht, dessen Kosten auf 7,5 Mill. R.-M. veranschlagt sind.

und die Höllentalklamm. Sodann entwickelt sich die Bahn in dem hügeligen Gelände mit einer Hochsteigung von 55 ‰ bis zur Endstation der Tallinie. Für Obergrainau kann oberhalb des Ortes in Höhe von 850 m ü. M. bei Bedarf eine Haltestelle vorgesehen werden. Neben der Endstation der Talstrecke am Eibsee ist die Talstation der Bergstrecke so angeordnet, daß die Reisenden bequem umsteigen und Gepäck und Güter von der Talstrecke auf die Bergstrecke verladen werden können. Die Station ist mit der Straße Obergrainau—Eibsee und den Gaststätten am Eibsee durch eine Fahrstraße und einen kurzen Fußweg verbunden.

Die Bergstrecke Eibsee—Zugspitze zerfällt in die drei einzelnen Standseilbahnstrecken: 1. Eibsee—Riffelriß, 2. Riffelriß—Platt, 3. Platt—Zugspitze. In Riffelriß und Platt wird umgestiegen.

Die erste Teilstrecke Eibsee—Riffelriß, die in großem Bogen den Zugwald durchfährt, erhält bis zu einer Steigung von 320 ‰ ein mit beiderseitigen Banketten eingefasstes Schotterbett, in größeren Steigungen gemauerten Unterbau mit entsprechender Betonbettung von 1,80 m Breite auf Schwellenhöhe. Die zweite Teilstrecke Riffelriß—Platt und die dritte Teilstrecke Platt—Zugspitze erhalten durchaus gemauerten Unterbau, soweit die Bettung nicht unmittelbar auf das Profil des Tunnels aufgebracht werden kann. Die Antriebstation für jede der drei Teilstrecken befindet sich an deren oberem Bahnde. Auf der Station Platt werden ausreichende Räume für Aufenthalt, Beköstigung und Beherbergung geschaffen; die Endstation Zugspitze wird u. a. einen großen Unterkunftsraum erhalten. Von der Station Platt wird ein geschützter Felsenweg zum Schneeferner, von der Station Zugspitze ein bequemer Anstiegsweg zu den beiden Gipfeln hergestellt.



Abb. 4. Jungfraubahn. Einfahrt in den großen Tunnel auf Station Eigergletscher. Juni 1925.

Die Unterbautypen der Talstrecke und der Bergstrecke entsprechen bekannten und bewährten Ausführungen. Die Gleise und Schwellen der Bergstrecke sind, soweit nötig, mit dem Unter-

³⁾ Vergl. hierüber insbesondere „Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinieneinführung“. Von Dr. Czitary. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 33 u. 34.

Gegenstand	Einheit	Tallinie Garmisch-Partenkirchen—Eibsee	Bergstrecke			Zusammen
			Eibsee—Riffelriß	Riffelriß—Platt	Platt—Zugspitze	
Wagerechte Länge ⁴⁾	m	10 115	2285	2050	475	14 925
Bahnsystem	—	Reibungsbahn	Standseilbahn			—
Spurweite	m	1,0	1,20	1,20	1,20	—
Größte Steigung	‰	55	550	550	680	—
Kleinster Halbmesser außerhalb Ausweichen	m	150	400	400	500	—
Offene Strecken	m	10 115	2285	50	—	12 450
Tunnel	m	—	—	2000	475	2 475
Höhe der Stationen						
Garmisch-Partenkirchen	m	705,5	—	—	—	—
Kreuzeckbahn	m	764,8	—	—	—	—
Hammersbach	m	781,8	—	—	—	—
Eibsee	m	1005,90	1005,05	—	—	—
Riffelriß	m	—	1800	1800	—	—
Platt	m	—	—	2600	2600	—
Zugspitze	m	—	—	—	2900	—
Schiensentyp	—	Vignole	Spezialschiene			—
Schwellen	—	Trog	Trog u. Winkel	Winkel		—
Gleisbettung	—	Schotter	Schotter u. Beton	Beton		—
Wagensystem	—	Motor- u. Beiwagen	Seilbahnwagen abgetrepp			—
Wagenfassungsraum	Pers.	75	120	120	50	—
Anzahl Fahrzeuge	Stck.	8	2	2	2	—
Wagentara	kg	—	10 000	10 000	7000	—
Fahrgeschwindigkeit	m/Sek.	9,0	2,60	2,40	2,00	—
Antriebmotor	PS	—	180	180	90	—
Fahrzeit zwischen den Stationen	Min.	23	16	16	5	60
Fahrzeit einschließlich Umsteigen	Min.	30	20	20	5	75

aus der nebenstehenden Zusammenstellung sowie aus dem Übersichtshohenplan (Abb. 2) zu ersehen.

Auf den beiden unteren Standseilbahnabschnitten läßt sich ein 20-Minuten-Betrieb durchführen, so daß bei einem Fassungsvermögen von 120 Personen je Wagen die Stundenleistung 360 Personen beträgt. Auf dem obersten Teilabschnitt Platt—Zugspitze der Bergstrecke wird mit einem 7-Minuten-Betrieb und einem Fassungsvermögen von 50 Personen je Wagen mindestens die gleiche Zahl von Personen befördert. Die Leistung der Talstrecke Garmisch-Partenkirchen—Eibsee beträgt das Doppelte. Diese Leistungen entsprechen dem bisherigen höchsten Stoßverkehr der seit 1898 im Betrieb befindlichen Jungfraubahn (Abb. 4), so daß die für die Zugspitzbahn vorgesehene Leistungsfähigkeit ausreichend sein dürfte. Es wird angenommen, daß die Zahl der Besucher der Zugspitze mindestens 75 000 im Jahre erreichen wird.⁵⁾ Außerdem ist bei der Vorausberechnung des Ertragnisses eine gleich hohe Zahl von Reisenden für die Talstrecke Garmisch—Eibsee angenommen worden.

Der Ertragsberechnung wurde eine Durchschnittseinnahme für Hin- und Rückfahrt von 16 R.-M. zugrunde gelegt. Für die Talstrecke Garmisch-Partenkirchen bis zum Eibsee und zurück ist ein Fahrpreis von 3 R.-M. vorgesehen.

Die Anlagekosten zerfallen in:

Sachkosten	8 030 000 R.-M.
Sonstige Kosten	875 000
Gründungs- und Finanzierungskosten	595 000

zus. 9 500 000 R.-M.

Die Ausgaben, bestehend aus Betriebsausgaben, Kapitalkosten und Steuern, wurden zu 1 300 000 R.-M., die Einnahmen zu 1 450 000 R.-M. geschätzt, so daß ein Überschuß von 150 000 R.-M. verbleibt, der für eine Dividende von 6% auf das Aktienkapital von 2,5 Mill. R.-M. ausreicht. Die spezifischen Baukosten betragen für die ganze Strecke rd. 26 390 R.-M. und für die Bergstrecke rd. 28 000 R.-M. Die Betriebszahl, d. h. der Quotient aus Einnahmen und Ausgaben, beträgt 0,8965 (Deutsche Reichsbahn 1926: 81,06%). Als Bauzeit sind drei Jahre in Aussicht genommen.

Die Standseilbahn hat den Vorzug, daß ihre Anlagekosten bei einer Leistungsfähigkeit, die doppelt so groß ist als bei der Seilschwebbahn, noch eine Rente erzielen lassen. Dort, wo der Verkehr einigermaßen gleichmäßig über das ganze Jahr verteilt ist und der Güterverkehr gering ist, sind Standseilbahnen den Zahnradbahnen überlegen, namentlich auch wegen des geringeren Energiebedarfs. Durch Unterteilung in verschiedene Strecken kann ihre Leistungsfähigkeit erheblich erhöht werden. Mit der Seilschwebbahn teilt die Standseilbahn den Nachteil des dreimaligen Umsteigens und Umladens des Gepäcks von Garmisch bis zur Zugspitze. Vom landschaftlichen Standpunkt aus hat die Standseilbahn mit der Zahnradbahn den Vorzug, daß sie sich mit ihrer geschwungenen Linienführung der Geländeform anpaßt und bei Überführung in das Steilgelände im Tunnel verschwindet und somit jede harte Durchschneidung der Landschaft durch unschon wirkende Gerade vermeidet. Bei der Seilschwebbahn dagegen zerschneiden die starren Masten in unschöner Weise die Gesteinswände, Wiesenmatten und Waldflächen. Mdt.

⁵⁾ Besucherzahl der Jungfraubahn im Jahre 1926: 83 095, im Jahre 1925: 100 607.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. August ausgegebene Heft 15 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Jürgen Bachmann B.D.A.: Reihen-Wohnhäuser in Berlin-Lankwitz. — Architekt Stadtbaurat Lemmer: Städtebauliche Gestaltung des ehemals städtischen Geländes an der Linden- und Neuscheider Straße in Remscheid. — Oberbaudirektor Zizler: Baukunst und Mode. — Dipl.-Ing. L. Clas: Wie verputze ich mein Haus.

IX. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft am 27. und 28. Mai 1927 in Duisburg. Nach einer Sitzung des Gesamtvorstandes am Vortage und einem von der gastfreien Stadt Duisburg in der Tonhalle gegebenen Begrüßungsabend, bei dem der Oberbürgermeister Dr. Jarres warme Worte des Willkommens fand und der Ehrenvorsitzende der Gesellschaft, Se. Königl. Hoheit Prinz Heinrich von Preußen, erwiderte, begann die Tagung am 27. Mai mit einer geschäftlichen Sitzung. In dieser wurde die Entlastung des Gesamtvorstandes für das Jahr 1926 ausgesprochen, der Mitgliedbeitrag erneut auf 15 R.-M. festgesetzt und die Wiederwahl des stellvertretenden Vorsitzenden, Oberbaudirektors Dr.-Ing. ehr. Wendemuth und des Beisitzers Dr.-Ing. ehr. Krogmann vorgenommen. Für die Tagung 1928 am 18. und 19. Mai wurden Kiel und Flensburg gewählt.

Die darauffolgende Hauptversammlung im großen Saale der Tonhalle eröffnete der Ehrenvorsitzende. Es folgten Begrüßungsansprachen durch den Oberbürgermeister Dr. Jarres, den Ministerialrat Verlohr aus dem Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe, durch den Vertreter des Kon. Instituut van Ingenieurs Direktor van Panhuis, den Haag, und Oberbaurat Virus, Danzig.

Vorträge wurden gehalten von Regierungs- und Baurat Skalweit, Direktor des Rheinisch-Westfälischen Kohlsyndikats, über „Die Bedeutung des Ruhrgebietes und der Ruhrkohle“, ferner von Regierungsbaurat Germanus, Duisburg, über „Die Duisburger Häfen“

und von Regierungsbaurat Wehrspan über „Kohlenverladung am Rhein-Herne-Kanal“.

Am Vormittag des 28. Mai wurde in Gruppen eine Reihe von Besichtigungen vorgenommen, nämlich die Hütte Duisburg-Meiderich der Vereinigten Stahlwerke, das Werk Duisburg der Demag, die Kabelwerke Duisburg, die Häfen von Düsseldorf und Wanne, die Rheinwerft Walsum der Gutehoffnungshütte und der Bau der Marientorschleuse in Duisburg. Am Nachmittag vereinigten sich alle Teilnehmer zu einer Hafen- und Rheinfahrt auf dem Motorschiff „Vaterland“.

Eine besondere Note erhielt die Tagung durch den Besuch des Kon. Instituuts van Ingenieurs in Haag. Am 29. Mai wurden zahlreiche Mitglieder der Gesellschaft in dem eigenen Hause des Instituuts durch den Präsidenten Stieltjes begrüßt, worauf der Vorsitzende, Geheimer Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. de Thierry erwiderte.

Den am folgenden Tage stattfindenden Besuch des Rotterdamer Hafens leitete ein Vortrag des Direktors der Gemeentewerken H. S. de Roode und ein Empfang durch den Bürgermeister von Rotterdam im Rathause ein, dem auch Z. K. H. Prins Heinrich der Nederlanden beiwohnte.

Nach einem Frühstück im Zoologischen Garten unter dem Vorsitz des Direktors der Steinkohlenhandelsvereinigung, Herrn D. G. van Benningen, wurde am Nachmittag eine Hafenrundfahrt vorgenommen, bei der u. a. auch die Anlagen der Steinkohlenhandelsvereinigung, der Bürgerhutschen Maschinenfabrik und Schiffswerft, des Hubbrückenbaues über die Maas, der Rotterdamer Trockendocks besichtigt wurden.

An den nächsten Tagen benutzte eine Anzahl von Teilnehmern die günstige Gelegenheit, noch weitere holländische Wasserbauten aufzusuchen. So führten die Hoofdingenieure Heyering und Redeker durch den Schleusenbau und die Hafenanlagen von Ymuiden, Herr Jr. van Heemskerck van Beest durch den Amsterdamer Hafen und endlich Herr van Kuffeler zu den Trockenlegungsarbeiten an der Zuider Zee.

Die von mehr als 500 Fachleuten besuchte diesjährige Tagung wird bei allen Teilnehmern in bestem Andenken bleiben, nicht nur durch die wertvollen Vorträge und Besichtigungen, sondern auch durch die vielfache Gelegenheit zum Meinungsaustausch und zum Sichkennnenlernen. Die Organisation war wiederum ausgezeichnet.

F. W. Otto Schulze, Danzig.

Dr. Konrad Pressel 70 Jahre alt. Der Geh. Baurat Prof. Dr. phil. Konrad Pressel, ein Sohn des Meisters der Ingenieurbauekunst Wilhelm Pressel, der seit 1906 an der Technischen Hochschule München wirkt, feierte am 27. Juli seinen siebzigsten Geburtstag. Konrad Pressel war u. a. 1887 bis 1891 Bauleiter des Suram-Tunnels auf der Linie Batum—Tiflis im Kaukasus und 1899 bis 1906 Bauleiter der südlichen Hälfte des Simplon-Tunnels. Ein vortrefflicher Aufsatz aus seiner Feder über Tunnelrüstungen findet sich in der „Bautechnik“ 1926, Heft 9, S. 105 u. f. M.

Zeitweilige Strombauten aus Senkfaschinen. An der Mündung des Kanalnetzes für den Imperial Bewässerungsdistrict in Kalifornien liegt die Spiegelhöhe des Coloradoströmes in der Hochwasserzeit jahraus, jahrein auf etwa + 6,70 m. Beim Herannahen der Niedrigwasserperiode hat man dort seit Jahren den Wasserstand dadurch auf mindestens + 4,25 m gehalten, daß man etwa 300 m stromabwärts quer durch den Strom ein zeitweiliges Stauwehr einbaut, das dem Hauptsammelkanal für die Dauer der genannten Periode einen gleichmäßigen Zufluß sicherte. Beim Herannahen des Hochwassers, das andernfalls Verheerungen der umliegenden Ländereien anrichten würde, wird diese Anlage jedesmal durch Dynamit beseitigt, sie muß also von leichter Bauart sein. Da die früheren Aus-



Abb. 1.

führungen in Steinschüttung zwischen Flechtwerkzäunen jährlich 100 000 bis 125 000 \$ erfordert hatten, also ziemlich kostspielig gewesen waren, hat sich seit 1918 dort nach einem Bericht in Eng. New-Rec. vom 5. Mai 1927 das im nachstehenden beschriebene Verfahren herausgebildet:

Man verwendet seither für die Stauanlage keilförmige Faschinenbündel nach Abb. 1, hat jedoch das Einbauverfahren allmählich so vereinfacht, daß die Kosten dafür sich bis auf 20 000 bis 25 000 \$ verringert haben und auch die Sprengung wesentlich billiger als früher geworden

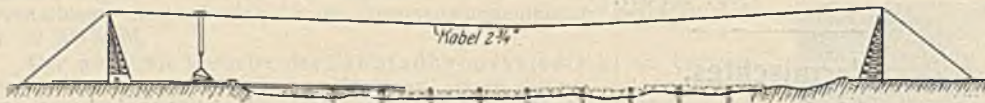


Abb. 2.

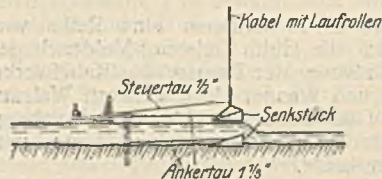


Abb. 3.

ist. Die Herstellung einer festen Schwelle, des Unterbaues für ein Nadelwehr oder dergleichen wäre wegen der schwierigen Gründungsverhältnisse in dem stark geschiefbeführenden und Sohlenveränderungen unterworfenen Strom recht schwierig gewesen. Man mußte sich daher entschließen, das bisherige Verfahren beizubehalten und dafür eine feste Kabelbahn aufzustellen, die die Anfuhr und das Einbringen der Faschinen vereinfacht und verbilligt (Abb. 2).

Der Strom ist an der Wehrstelle etwa 290 m breit, die Entfernung der auf beiden Ufern aufgestellten Kabeltürme beträgt 335 m. Etwa 36 bis 45 m oberhalb wird in Abständen von etwa 30 m eine Reihe von Dückdälben zur zeitweiligen Verankerung der Sinkstücke während der Dauer ihrer endgültigen Einbringung und Absenkung in den Strom eingerammt. Als Material für jene dient der längs der Bahndämme reichlich wuchernde Pfeilstrauch, der, zu kleinen Bündeln gebunden, an die Verwendungsstelle gefahren und dort zu den in Abb. 1 u. 3 dargestellten großen Sinkstücken verwendet wird. Diese enthalten etwa 61 m³ Strauchwerk und wiegen fertig verlegt etwa 7 t, ihre Herstellung geschieht zu Zeiten, in denen Arbeitskräfte billig verfügbar sind. Ist die jährliche Hochwasserzeit vorbei, werden die Sinkstücke durch einen Lokomotivkran der Kabelbahn zu-

geführt und dadurch das gesamte Einbauverfahren so vereinfacht, daß für die Herstellung des ganzen Stauwerks nur einige Stunden und eine Belegschaft von 10 Mann erforderlich sind. Die Fugen zwischen den einzelnen Sinkstücken werden durch Strauchwerk gedichtet, eine weitere kostenlose Dichtung bewirken die reichlichen Schlammablagerungen des Stromes.

Siliziumstahl. Im Fachschrifttum¹⁾ fanden sich in der letzten Zeit wiederholt Angaben, daß Eisenbauten im Auslande in Siliziumbaustahl ausgeführt seien. Erkundigungen haben ergeben, daß in den genannten Fällen von einem Siliziumstahl, wie er neuerdings in Deutschland für eiserner Brücken mit Erfolg verwendet wird, nicht die Rede sein kann. Während der deutsche Siliziumstahl ein kohlenstoffarmer und siliziumreicher Stahl ist, dessen Gehalt an Kohlenstoff zwischen 0,11 und 0,16 % und an Silizium zwischen 0,75 und 1,1 % schwankt, handelt es sich in den genannten Fällen um einen kohlenstoff- und manganreichen Stahl, der teilweise nur Spuren von Silizium enthält oder dessen Siliziumgehalt höchstens bis 0,3 % steigt. Ein solcher Stahl ist dem deutschen Stahl St 48 weit mehr verwandt als dem St Si.

Im Zusammenhang hiermit darf mitgeteilt werden, daß in Deutschland eifrig an der Vervollkommnung des im Boßhardt- und im Siemens-Martin-Ofen erzeugten Siliziumstahles gearbeitet wird.

Befürchtungen, daß die im 3-t-Ofen erzielten ausgezeichneten Eigenschaften des Boßhardt-Stahles sich im 10-t-Ofen nicht erreichen lassen würden, haben sich als unbegründet erwiesen. Die mit dem 10-t-Ofen gemachten Erfahrungen weisen vielmehr daraufhin, daß es dringend erwünscht ist, den Fassungsraum des Ofens erheblich zu vergrößern.

Wir stehen offenbar, wenn nicht alle Anzeichen täuschen, vor einer günstigen Entwicklung des Siliziumbaustahles.

Schaper.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Der vor einiger Zeit gebildete Ausschuß für bautechnische Bodenkunde hat seine Arbeit zunächst den Teilproblemen gewidmet, deren Klärung in Anbetracht der hohen Bedeutung dieses Gebietes für das gesamte Bauwesen besonders dringlich und wichtig erscheint und deren Bearbeitung eine schnelle Nutzbarmachung der Ergebnisse für die Praxis erwarten läßt. Zunächst ist ein Merkblatt in Bearbeitung für die Ausführung von Bodenuntersuchungen und Probebohrungen, ferner ein solches für die Wahl der zweckmäßigsten Geräte zur Vornahme von Bodenuntersuchungen. Als weitere Aufgabe ist die einheitliche Kennzeichnung und Benennung der verschiedenen vorkommenden Bodenarten im Hinblick auf ihre Bedeutung für die Probleme der Ingenieurbautechnik in Angriff genommen worden. Als Ziel hat sich der Ausschuß die gründliche wissenschaftliche Erforschung des gesamten Fragenkomplexes, der dem bauenden Ingenieur auf dem Gebiete der Bodenkunde entgegentritt, und die Auswertung ihrer Ergebnisse für die praktische Ausführung gesetzt. Hierbei will er alle zur Mitarbeit berufenen Kreise zusammenführen, und zwar sowohl die der reinen Wissenschaft wie die der entwerfenden und ausführenden Ingenieure, ebenso die planenden Bauherren wie die die praktische Bauarbeit leistenden Unternehmungen, nach Art der im Auslande bereits mit Erfolg arbeitenden Einrichtungen. Die wissenschaftliche Versuchsarbeit wird nur zum kleinsten Teil in den bestehenden, für andere Zwecke eingerichteten Anstalten durchgeführt werden können. Eine mit allen neuzeitlichen wissenschaftlichen

Hilfsmitteln ausgestattete, einheitliche Versuchsanstalt für das Reich, wie sie bereits geplant ist, muß deshalb als dringendes Bedürfnis bezeichnet werden.

Es ist zu hoffen, daß das Zurückbleiben in diesem Teile der wissenschaftlichen Forschung des Ingenieurbaues, das sich in letzter Zeit öfters empfindlich fühlbar gemacht hat, durch zielbewußte, tatkräftige Arbeit bald wieder wettgemacht werden wird.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: Regierungsbaumeister (W.) Bollmann vom Schleppamt in Hannover an das Vorarbeitenamt in Verden, Regierungsbaumeister (W.) Hampe vom Kanalbauamt in Braunschweig als Streckenbauleiter nach Woltorf, Regierungsbaumeister (W.) Weinoldt von Rodenäs als Verwalter eines neuen Vorarbeitenamts nach Rendsburg.

Überwiesen: Regierungsbaumeister (W.) Günther Schulze an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.

Regierungsbaurat (W.) Schmitz wurde die Vorstandsstelle am Kanalbauamt in Datteln übertragen.

¹⁾ Z. B. „Der Bauingenieur“ 1927, S. 154; „Die Bautechnik“ 1927, Heft 16, S. 246.

INHALT: Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. — Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes. — Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich. — Von der bayerischen Zugspitzbahn. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — IX. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft. — Dr. Konrad Pressel 70 Jahre alt. — Zeitweilige Strombauten aus Senkfaschinen. — Siliziumstahl. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Personalnachrichten.

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