

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

26. Februar 1926

Heft 9

DER WETTBEWERB FÜR DIE GESTALTUNG DER STAUSTUFE HEIDELBERG.

Von Oberbaurat Dr. Ludwig Schmieder, Heidelberg.

In Heft 14 des Jahrganges 1925 des Bauingenieurs habe ich die bis zum Frühjahr 1925 ausgearbeiteten Lösungen für die Gestaltung der Staustufe bei Heidelberg besprochen. Die Neckarbaudirektion hatte nunmehr, um diese Frage einer endgültigen Lösung nahezubringen, unter den bekanntesten

Befriedigung aufgenommen. Die Landschaft würde kaum verändert werden. Der 2,60 m hohe Wasserfall, der das Wehr bilden würde, wäre eine reizvolle Zutat zu der bestehenden Umgebung.

Der zweite prämierte Entwurf der Firma Krupp (mit Regierungsbaurat Dr. Burkhardt und Architekt Schumacher in Stuttgart) verwendet ebenfalls Sektorverschlüsse, aber in 4 Öffnungen und will diese mit Öldruck betreiben. Diese sinnige Konstruktion erscheint im Betriebe sicher. Im übrigen sind die Grundgedanken die gleichen.

Von den zahlreichen Entwürfen für Hubwehre konnte keinem ein Preis zuerkannt werden, weil keiner in ästhetischer Hinsicht voll befriedigte. Die Stege lagen alle so hoch, daß das Stadtbild zu sehr durchschnitten wurde für den, der sich vom Neckartale her der Stadt nähert. Ein Steg wird in dem Augenblicke zulässig sein, in dem es gelingt, ihn nicht

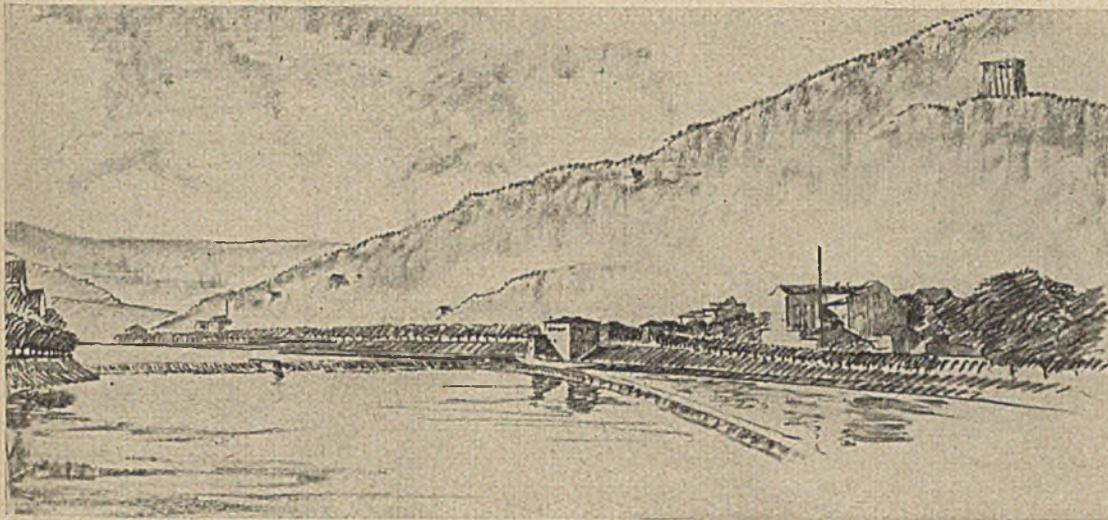


Abb. 1. Prämierter Entwurf der MAN für die Staustufe an der Fischergasse bei Heidelberg von Unterwasser gesehen.

Eisenwasserbaufirmen: MAN-Werk Gustavsburg, Eilers Hannover, Krupp-Grusonwerke, Magdeburg, Eisenbau Wyhlen A.-G., Lauchhammer Rheinmetall A.-G. Berlin, Stauwerke Zürich A.-G. und Maschinenfabrik Eßlingen einen engeren Wettbewerb ausgeschrieben, der mit 16 Entwürfen besetzt wurde.

Das Preisgericht hat die Preissummen unter zwei Bewerber gleichmäßig verteilt.

Der eine prämierte Entwurf der MAN-Werke Gustavsburg (mit Grün & Billinger, Mannheim und Stadtbaudirektor Abel in Köln) sieht ein Versenkwehr vor, das in zwei Öffnungen auf die volle Flußbreite eingebaut werden soll. Als Verschlusskörper sind Sektoren gewählt. Die Firma geht damit wie die meisten Bewerber mit der in obengenanntem Artikel gegebenen Anregung einig. Der eine Pfeiler in der Flußmitte ist eine monumentale, auch vom Ingenieurstandpunkt großzügige Lösung, die sich durch ihre Einfachheit und Klarheit sehr gut in die Umgebung einfügt. Gegenüber den bis jetzt ausgeführten Sektorwehren in großen Abmessungen würde der Vorschlag insofern eine Neuerung bedeuten, als die Drehlager des Sektors ständig unter Wasser liegen. Das erschwert natürlich die Nachschau oder das Eingreifen bei Hemmungen des Betriebes sehr, so daß sich die Neckarbaudirektion nicht ohne weiteres wird entschließen können, den Entwurf auszuführen. In Heidelberger Kreisen wurde der Entwurf namentlich von allen am Heimatschutz beteiligten Kreisen mit

wesentlich höher als die umschließenden Ufer über den Fluß zu spannen.

Die Versenkwehre erfordern alle erhebliche Einbauten unter Wasser für die Kammern der Verschlusskörper, für Kontrollschächte und dergl., die bei dem vorhandenen Unter-

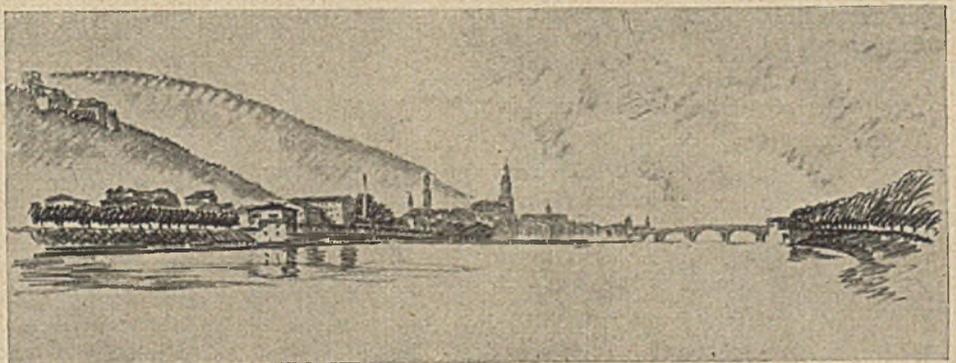


Abb. 2. Dasselbe von Oberwasser gesehen.

grund, Granit, sehr kostspielig sein werden. Für die Hubwehre waren überwiegend eiserne Stege vorgeschlagen, ob schon das Eisen in der Umgebung des alten Schlosses fremd wirken dürfte. Die MAN hatte einen vom Preisgericht gelobten und allgemein als sehr gefällig und schön, aber eben auch zu hoch sitzenden Steg in einer Variante vorgeschlagen gehabt.

Der einzige Entwurf, der einen Eisenbetonsteg vorsah, krankte auch an dem Mißstande, daß der Steg zu hoch saß. Es wird so viel in unseren Tagen mit Schlagworten gearbeitet. „Glas und Eisen“ sind sehr beliebt und werden oft nur aus Mode gewählt. In diesen an Sandstein reichen Umgebung wäre aber eine massive Brücke m. E. eher am Platze als eine eiserne.

Die Neckarbaudirektion wird nun prüfen, ob sie die Verantwortung für die Ausführung eines Versenkwehres übernehmen kann. Der Neckar führt aber oft gewaltige Hochwassermengen und Eisgänge. Während solcher Zeiten steht das Versenkwehr unter dem Wasser im Flußbett und kann nicht oder nur sehr schwer nachgesehen werden. Es wäre aber vom Standpunkt des Heimatschutzes zu begrüßen, wenn es, was zu erwarten steht, gelänge, die Bedenken zu zerstreuen.

Bei den am Neckar in Ausführung begriffenen oder ausgeführten Wehren hat man gerne verschiedene Verschlusskörper gewählt. Wenn Umstände eintreten, die eine Wehrtart gefährden, ist die andere vielleicht noch voll betriebsfähig. Damit würde allerdings der Steg wieder auftauchen.

Dann wäre aber Eisenbeton der gegebene Baustoff. An eine Nachahmung der alten Brücken darf man dabei nicht denken. Gerade die Verschiedenartigkeit beider Bauarten in ihrem Zwecke und ihrem Aussehen könnte dazu führen,

die Schönheit der alten Brücke in ein noch günstigeres Licht zu rücken, als es heute der Fall ist.

Zunächst hat der Reichstag die Entscheidung darüber zu fällen, ob die Neckarkanalisation überhaupt weitergeführt wird oder nicht. Bekanntlich haben sich die Gegner der Kanalisation ganz entschieden zur Wehr gesetzt. Der anfänglich im Interesse des Heimatschutzes begonnene Kampf hat sich mehr in eine Frage der Wirtschaftlichkeit gewandelt. Man spricht dem Unternehmen unter den derzeitigen schwierigen finanziellen Verhältnissen bei den Gegnern die Berechtigung glatt ab.

Viele der Gegner haben inzwischen eingesehen, daß die schönheitlichen Bedenken belanglos oder nicht so ernster Natur sind, als sie angenommen haben. Andere behaupten allerdings erst recht heute die Gefährdung der Schönheit des Neckartaales. Schriftsteller und Poeten haben sich in den Streit gemischt, ohne eine Ahnung zu haben, was eine Kanalisation überhaupt ist, oder welche Veränderungen bevorstehen. Es ist zum Teil ein großer Unsinn geschrieben worden.

Als Ergebnis des Wettbewerbes wird der Unvoreingenommene zugeben müssen, daß Mittel und Wege gefunden sind, die in der Nähe des Heidelberger Schlosses gelegene Staustufe vom Standpunkte des Heimatschutzes aus auf verschiedene Weise einwandfrei zu gestalten.

BEMERKUNGEN ZUR BEZEICHNUNG, ZUR ZEICHNERISCHEN AUSGESTALTUNG UND ZUM GEBRAUCH VON GRAPHISCHEN RECHENTAFELN.

Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden.

In bezug auf die Bezeichnung der verschiedenen Formen von graphischen Tafeln herrscht wenig Einheitlichkeit; mit Rücksicht auf die fortwährende Vermehrung der Schriften über die Herstellung von graphischen Rechentafeln wäre es erwünscht, wenn wenigstens bei den wichtigsten Formen eine Einigung erzielt werden könnte. Im folgenden sollen deshalb einige Vorschläge zur Einführung von einheitlichen Bezeichnungen gemacht werden¹⁾. Da jetzt graphische Rechentafeln in immer größerer Zahl hergestellt und von verschiedenen Seiten auch in den Handel gebracht werden, so sollen im nachstehenden auch einige Bemerkungen über die zeichnerische Ausgestaltung der graphischen Rechentafeln gemacht werden. Nachdem aber damit zu rechnen ist, daß die graphische Rechentafel mehr als seither bei uns Verwendung finden wird, sind einige Bemerkungen über den Gebrauch der graphischen Rechentafeln nicht unberechtigt.

1. Bezeichnungen für graphische Rechentafeln.

Hat man bei einer gegebenen Gleichung mit zwei oder mehr Veränderlichen den Wert einer Veränderlichen für gegebene Zahlenwerte der anderen Veränderlichen zu ermitteln, so kann man dies im allgemeinen entweder durch Rechnung (numerisch) oder durch Zeichnung (graphisch) tun; man spricht deshalb von einer numerischen Lösung und von einer graphischen Lösung. Die Ausführung von graphischen Lösungen ist die Aufgabe des graphischen Rechnens. Zum graphischen Rechnen zählt man alle Verfahren, bei denen aus gegebenen Zahlengrößen die Zahlenwerte anderer, mit den gegebenen Größen in bekanntem Zusammenhang stehender Größen auf dem Wege der Zeichnung, d. h. mit Lineal, Maßstab und Zirkel, ermittelt werden.

Muß man bei einer bestimmten Gleichung mit zwei oder mehr Veränderlichen des öfteren den Wert einer Veränderlichen zu gegebenen Zahlenwerten der übrigen Ver-

änderlichen ermitteln, so empfiehlt sich die Herstellung einer Rechentafel. Man kann zwei Arten von Rechentafeln unterscheiden, numerische Tafeln oder Zahlentafeln und graphische Tafeln oder Skalentafeln²⁾.

An Stelle der Bezeichnung „graphische Rechentafel“ oder „graphische Tafel“ werden auch noch andere Bezeichnungen benutzt, wie Nomogramm, Rechenblatt, Rechenbild, graphische Darstellung, Diagramm, Abakus, Graphikon, Rechenzeichnung, Isoplethentafel usw. Eine zur Ermittlung der Werte einer Veränderlichen eingerichtete, gewisse Rechnungen für immer erübrigende Zeichnung ist keine graphische Darstellung, sondern eine Rechentafel. Eine graphische Darstellung oder ein Diagramm oder ein Schaubild ist eine Zeichnung, welche die gegenseitige Abhängigkeit von z. B. zwei Veränderlichen nur veranschaulichen soll, mit der man also keine Rechnungen ausführen will.

Die Lehre von den graphischen Rechentafeln bildet heute einen besonderen Zweig der angewandten Mathematik, der vielfach als Nomographie bezeichnet wird. Ein Bedürfnis für die entsprechende Bezeichnung „Nomogramm“ liegt nicht vor; man verwendet an ihrer Stelle besser die allgemeinverständliche Bezeichnung „graphische Rechentafel“ oder auch nur „graphische Tafel“ und spricht dann vom „Entwerfen von graphischen Tafeln“ oder auch von der „Lehre von den graphischen Tafeln“.

Die graphische Tafel beruht auf dem Begriff der Skala; sie kann deshalb auch als Skalentafel bezeichnet werden. Eine Skala besteht aus einer Anzahl geometrischer Elemente, die nach einer gewissen Größe „beziffert“ sind; da hierbei Punkte und Kurven Verwendung finden können, so kann man von Punktskalen und von Kurvenskalen sprechen. Man kann daher — abgesehen von der Anzahl der auftretenden

¹⁾ Die vorgeschlagenen Bezeichnungen fanden u. a. Verwendung in dem Buche: Das Entwerfen von graphischen Rechentafeln (Nomographie) von Prof. Dr.-Ing. P. Werkmeister. Verlag von Julius Springer, Berlin 1923.

²⁾ Der Unterschied zwischen dem „graphischen Rechnen“ und dem „Rechnen mit einer graphischen Tafel“ besteht darin, daß man bei den Verfahren des ersteren bei jedem Zahlenbeispiel die gesamte Zeichnung auf Grund der gegebenen Werte neu auszuführen hat; bei Verwendung einer Rechentafel dagegen liegt die Zeichnung fertig vor. Hält man diesen Unterschied fest, so empfiehlt es sich nicht, das Rechnen mit einer graphischen Tafel als das „Rechnen mit Hilfe der Zeichnung“ zu bezeichnen.

Veränderlichen — die graphischen Tafeln einteilen in die drei Gruppen: Tafeln mit Punktskalen oder Tafeln mit bezifferten Punkten, Tafeln mit Kurvenskalen oder Tafeln mit bezifferten Kurven, und Tafeln mit Punkt- und Kurvenskalen³⁾.

Bei einer Kurvenskala ist die jeweilige Ablesung durch einen Punkt bestimmt; bei einer Punktskala durch eine Kurve, die als „Ablesekurve“ bezeichnet werden kann. Als Ablesekurve kommen in Betracht die Gerade und der Kreis; an die Stelle von nur einer Ablesekurve tritt bei gewissen Tafelformen ein System von Ablesekurven in Gestalt von zwei parallelen Geraden, von zwei zueinander senkrechten Geraden oder in Gestalt eines bestimmten Dreistrahs.

Statt der kurzen Bezeichnung „Skala“ wird vielfach — ohne zwingenden Grund — die Bezeichnung „Funktionskala“ benutzt; die neuerdings vorgeschlagene Bezeichnung „Leiter“ für „Skala“ ist mit Rücksicht auf die aus ihr sich ergebenden Bezeichnungen „Punktleiter“ und „Kurvenleiter“ nicht zu empfehlen.

An Stelle der oben vorgeschlagenen Bezeichnung „Tafel mit Kurvenskalen“ wird eine ganze Reihe anderer Bezeichnungen verwendet; die bekanntesten sind: Kurventafel, Linientafel, Schichtentafel, Schichtennetz, Tafel mit Linienkreuzung, Isoplethentafel, Isoplethendiagramm, Tafel mit Kurvenisoplethen, Netztafel, Schartafel, Cartesische Tafel, Flächen-nomogramm, gekoppelte Egge und wohl noch andere. Die vorgeschlagene Bezeichnung „Tafel mit Punktskalen“ ersetzt die sonst üblichen Bezeichnungen wie Punkttafel, Skalen-nomogramm, kollineare Tafel, Tafel mit Punktisoplethen, Leitertafel und andere.

Eine „Tafel mit fluchtrechten Punkten“ oder eine „Fluchttafel“ (auch „Fluchten- oder Fluchtlinientafel“) ist nach dem Vorstehenden eine „Tafel mit Punktskalen und einer Geraden als Ablesekurve“. Eine „Tafel mit Punkten gleichen Abstandes“ oder ein „Stechzirkelnomogramm“ ist eine „Tafel mit Punktskalen und einem Kreis als Ablesekurve“. Die als „Hexagonal-tafel“ oder „Dreieckrechentafel“ bezeichnete Tafelform ist eine „Tafel mit Punktskalen und einem System von Ablesegeraden in Gestalt eines Dreistrahs“. Eine „Verhältnistafel“ ist eine „Tafel mit Punktskalen und zwei parallelen Ablesegeraden“.

Mit den oben vorgeschlagenen Bezeichnungen kann man unter Beifügung von entsprechenden Zusätzen alle Tafelformen in einheitlicher und allgemein verständlicher Weise bezeichnen. Eine „logarithmische Linientafel“ ist eine „Tafel mit Kurvenskalen und logarithmischen Maßstäben“. Eine „Parallelentafel“ ist eine „Tafel mit Kurvenskalen, bestehend aus drei Parallelenscharen“. Eine „Radiantentafel“ oder eine „Strahlentafel“ ist eine „Tafel mit Kurvenskalen, unter denen ein Strahlenbüschel“. Eine „N-Tafel“ oder eine „Z-Tafel“ ist eine „Punktskalentafel mit drei geradlinigen, darunter zwei parallelen Skalenträgern“. Eine „Menelaustafel“ ist eine „Punktskalentafel mit drei geradlinigen, aber sonst beliebigen Skalenträgern und einer Geraden als Ablesekurve“. Eine „Dreileitertafel“ ist eine „Tafel mit drei Punktskalen und einer Geraden oder einem Kreis als Ablesekurve“.

Das seither Gesagte bezieht sich in der Hauptsache auf Tafeln für Gleichungen mit drei Veränderlichen. Zu Gleichungen mit mehr als drei Veränderlichen kann man nur bei bestimmten Formen der Gleichung eine aus nur einem Teil bestehende Tafel herstellen; vielfach ist man gezwungen, die Tafel durch Einführung von einer oder mehreren neuen Veränderlichen in mehrere Teile zu zerlegen, von denen jeder eine selbständige Tafel vorstellt und von denen je zwei eine Skala gemeinsam haben. Eine zwei Tafelteile gemeinsame oder zwei Tafelteile verbindende Skala kann man als „Verbindungsskala“

³⁾ Neuerdings wird die Bezeichnung „Nomogramm“ auch nur für Tafeln mit Punktskalen verwendet. Es empfiehlt sich dies nicht; ein Nomogramm ist ganz allgemein eine graphische Tafel und kann demnach eine Tafel mit Punktskalen oder eine Tafel mit Kurvenskalen oder eine Tafel mit Punkt- und Kurvenskalen sein.

bezeichnen; da eine solche Skala den Übergang von einem Tafelteil zum anderen vermittelt, so kann man sie auch „Übergangsskala“ heißen.

Tafeln für Gleichungen mit vier und mehr Veränderlichen kann man je nach der Zahl der selbständigen Tafelteile als „einteilige Tafel“, „zweiteilige Tafel“ usw. bezeichnen; dabei kann man unter Umständen bei einer mehrteiligen Tafel eine „Haupttafel“ und „Nebentafeln“ unterscheiden. Bei Anwendung dieser Bezeichnungen werden dann solche wie „Tafel mit binären Skalen“, „Tafel mit verdichteten Skalen“, „Tafel mit Hilfsteilungen“, „Mäandertafel“, „Fluchtenrechteck“ und andere überflüssig.

Tafeln, bei denen eine Skala oder zwei Skalen verschiebbar angeordnet sind, bezeichnet man am einfachsten als „Tafeln mit beweglichen Skalen“.

2. Die zeichnerische Ausgestaltung von graphischen Rechentafeln.

Bis zu einem gewissen Grade ist die zeichnerische Ausgestaltung einer graphischen Rechentafel Geschmackssache, gewisse allgemeine Gesichtspunkte sollten aber dabei doch berücksichtigt werden; daß es notwendig ist, von solchen zu reden, beweisen die in den Handel gebrachten graphischen Rechentafeln, die in bezug auf ihre zeichnerische Ausgestaltung nicht alle als vorbildlich bezeichnet werden können.

Eine graphische Rechentafel soll übersichtlich sein, so daß man bequem mit ihr „rechnen“ kann. Übersichtlichkeit ist erforderlich sowohl für das Eingehen in die Tafel auf Grund der gegebenen Größen als auch für das Ablesen der gesuchten Größe; beides muß einfach, rasch und sicher ausgeführt werden können.

Wenn man von der zeichnerischen Ausgestaltung der graphischen Rechentafeln spricht, so hat man zu unterscheiden, ob es sich um Tafeln mit Kurvenskalen oder solche mit Punktskalen handelt; dabei hat man bei beiden Tafelarten einzuteilen in einteilige und mehrteilige Tafeln. Außerdem hat man zu berücksichtigen, ob die Tafel vervielfältigt werden soll oder nicht.

Bei jeder Tafel sollte an passender Stelle der Zweck, für den sie bestimmt ist, angegeben sein; auch darf die Gleichung nicht fehlen, auf die die Tafel sich bezieht.

a) Tafeln mit Kurvenskalen.

Wenn die ganze Tafel übersichtlich sein soll, so muß zuvor jede einzelne Skala übersichtlich sein; man hat sich also zuerst zu überlegen, was bei der Zeichnung einer Kurvenskala hinsichtlich ihrer Übersichtlichkeit zu beachten ist.

Bei einer Kurvenskala darf der Abstand zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Kurven nicht zu groß und nicht zu klein sein; er muß nach beiden Richtungen so sein, daß man zwischen den Kurven noch ablesen kann. Ein etwas zu großer Abstand schadet im allgemeinen weniger als ein zu kleiner; man kann sagen, daß der Abstand zwischen zwei Kurven nicht kleiner sein sollte als ungefähr zwei Millimeter. Mit Rücksicht auf die Bequemlichkeit bei der Durchführung der Zeichnung empfiehlt es sich, eine Tafel größer aufzuzeichnen als man sie tatsächlich braucht; die eigentliche, für den Gebrauch bestimmte Tafel erhält man dann durch eine photographische Verkleinerung; bei diesem sonst sehr empfehlenswerten Verfahren hat man aber besonders darauf zu achten, daß bei der fertigen Tafel die einzelnen Kurvenabstände nicht zu klein sind.

Liegt einer Kurvenskala ein ungleichmäßiger Maßstab — z. B. ein logarithmischer — zugrunde, so kann man nicht für die ganze Skala Kurven mit denselben Wertabständen der betreffenden Veränderlichen zeichnen; am besten zeichnet man dann Kurven in den Abständen eins zu eins und fünf zu fünf, und nur ausnahmsweise zwei zu zwei. Auf jeden Fall muß die Skala eben übersichtlich sein, sowohl für das Eingehen als für das Ablesen.

Die Übersichtlichkeit einer Kurvenskala erfordert das Hervorheben einzelner Kurven — z. B. der mit fünf, zehn usw. bezifferten — durch Verwendung von verschiedenen Farben oder — mit Rücksicht auf die Vervielfältigung — durch Anwendung von verschiedenen Stricharten; in beiden Fällen hat man aber darauf zu achten, daß das Tafelbild nicht unruhig wird.

In bezug auf das Anschreiben von Zahlenwerten oder das Beziffern hat man zu beachten, daß man zu wenig oder zu viel Kurven beziffern kann; es sollten eben gerade so viel Ziffern angeschrieben werden als für den bequemen Gebrauch der Skala notwendig sind. Wichtig ist die Frage, wie man die einzelnen Ziffern anschreiben soll, unter, durch oder auf die betreffende Kurve; es ist dies natürlich abhängig vom Geschmack und von der Übung, in jedem Fall muß jede Ziffer so angeschrieben werden, daß es keinen Zweifel darüber gibt, auf welche Kurve sie sich bezieht und umgekehrt. Um Verwechslungen vorzubeugen, ist es wohl am sichersten, die Ziffern so anzuschreiben, daß sie von den Kurven durchschnitten werden; ein Aussparen der Kurven ist dabei nicht zu empfehlen und auch nicht erforderlich. Die Bezifferung einer ganzen Skala schreibt man entweder — wenn die Ausdehnung der Skala es erfordert, wiederholt — entlang einer ungefähr senkrecht zu den einzelnen Kurven der Skala verlaufenden Linie an, oder man schreibt sie zickzackförmig an, wobei man z. B. die auf 0 endigenden und die auf 5 endigenden Zahlen je übereinander setzt. Die Stellung der Ziffern ist bestimmt durch die Zunahme der Bezifferung.

Von Wichtigkeit ist auch die Form der Ziffern; am besten verwendet man Blockziffern, deren Größe und Stärke dem Abstand der Kurven anzupassen sind. Zeichnet man bei genügend großen Blockziffern nur die Randlinie in schwarzer Farbe, so kann man mit Rücksicht auf die Übersicht den Kern der Ziffer mit einer passenden Farbe ausfüllen.

Die Übersichtlichkeit einer Kurvenskala kann man vielfach dadurch erhöhen, daß man einzelne Flächenstreifen der Skala — z. B. die zwischen den mit 0 und 5, 10 und 15, 20 und 25 usw. bezifferten Kurven — durch Bemalen mit einem leichten Farbton versieht.

Bei einer einteiligen, im einfachsten Fall aus zwei zueinander senkrechten Parallelenscharen und einer Kurvenschar bestehenden Tafel hat man zu unterscheiden, ob die Tafel vervielfältigt werden soll oder nicht. Bei einer durch Vervielfältigung entstandenen, also ganz in schwarzer Farbe erscheinenden Tafel kann man die drei Skalen dadurch gegenseitig unterscheiden, daß man bei jeder mit einer anderen Farbe gewisse Flächenstreifen durch Bemalen hervorhebt; daß dabei ein gewisses System bei der Auswahl der zu bemalenden Streifen eingehalten werden sollte, ist selbstverständlich. Bei einer nicht für die Vervielfältigung bestimmten Tafel kann man jede der drei Skalen in einer anderen Farbe zeichnen; vielfach empfiehlt es sich, die beiden Parallelenscharen in schwarzer Farbe und nur die dritte Kurvenschar in einer anderen Farbe zu zeichnen.

Notwendig ist ein Wort über die Bezifferung einer aus zwei senkrechten Parallelenscharen und einer Kurvenschar bestehenden Tafel. Wenn möglich, legt man die Tafel so, daß die Bezifferung der Parallelen zur Ordinatenachse von links nach rechts und die der Parallelen zur Abszissenachse vom Beschauer aus weg, oder von unten nach oben zunimmt. Am besten bringt man die Bezifferung der Parallelen je doppelt, also unten und oben bzw. links und rechts, an; dabei schreibt man die Zahlen zweckmäßigerweise parallel zum unteren Papierrand; ist das letztere bei der Bezifferung der Parallelen zur Ordinatenachse bei mehrzifferigen Zahlen nicht möglich, so schreibt man die Ziffern parallel zur Ordinatenachse, aber so, daß sie der oben gemachten Annahme entsprechend von links her gesehen aufrecht stehen. Führt man die Bezifferung der beiden Parallelenscharen wie angedeutet, je an den beiden Rändern durch, so ergibt es sich von selbst, daß man die Bezifferung der Kurvenschar dort anbringt, wo sie hingehört, nämlich im Inneren der Tafel und nicht an dem Rand.

Bei einer aus mehreren Teilen bestehenden Tafel kann man bei z. B. zwei Teilen diese übereinander oder nebeneinander zeichnen. Ein Übereinanderzeichnen von zwei Tafelteilen bedeutet natürlich eine unter Umständen nicht unwesentliche Verringerung des Tafelumfanges; mit Rücksicht auf die Übersichtlichkeit zeichnet man die Tafelteile am besten nebeneinander. Ein Übereinanderzeichnen von zwei Tafelteilen ist nur dann zu empfehlen, wenn die beiden übereinanderfallenden Parallelenscharen vollständig, d. h. mit Ausnahme der Bezeichnung der Bezifferung, die man dann an verschiedenen Rändern anbringen kann, übereinstimmen.

Die Verbindungs- oder Übergangsskalen von zwei über- oder nebeneinander gezeichneten Tafelteilen zeichnet man — für den Fall, daß man sie überhaupt zeichnet (vgl. weiter unten) — am besten in Gestalt einer Schar von Parallelen mit überall gleichem Abstand; hebt man dabei z. B. je die fünfte und zehnte Parallele durch eine besondere Farbe oder eine andere Strichart hervor, so ist eine Bezifferung der Parallelen nicht erforderlich.

b) Tafeln mit Punktskalen.

Auch hier hat man zu beachten, daß die Übersichtlichkeit der ganzen Tafel eine entsprechende Behandlung der einzelnen Skala erfordert.

Wie bei der Kurvenskala müssen auch bei der Punktskala die zu zeichnenden Elemente so gewählt werden, daß man bequem zwischen ihnen eingehen oder ablesen kann. Der Abstand zwischen je zwei aufeinander folgenden Punkten darf nicht zu groß und nicht zu klein sein; als untere Grenze kann man auch hier ungefähr zwei Millimeter festhalten. Die Länge der die einzelnen Punkte bezeichnenden Striche richtet sich nach dem Abstand zwischen den einzelnen Punkten; je größer dieser Abstand ist, desto länger kann man die Striche machen; je kleiner der Abstand ist, desto kürzer sollte man die Striche machen. Je nach der Lage einer Skala zu den übrigen Skalen einer Tafel kann man die Striche auf beiden Seiten oder nur auf einer Seite des Trägers angeben. Mit Rücksicht auf die Übersichtlichkeit wird man einzelne Striche besonders hervorheben, z. B. kann man dies in der Weise tun, daß man gewisse Striche — von zehn zu zehn — länger zeichnet und andere — von fünf zu fünf — mit einem Punkt oder einem Kreuz versieht; ein Hervorheben einzelner Striche kann auch durch entsprechende Anordnung der Bezifferung erfolgen.

Auch bei der Bezifferung einer Punktskala darf man nicht übersehen, daß man zu viel und zu wenig Zahlenwerte anschreiben kann; beides ist für die Übersichtlichkeit schädlich. Die Zahlen schreibt man — je nach der Lage der Skala zum Tafelrand und der Zahl der Ziffern — entweder senkrecht oder parallel zum Skalenträger; in beiden Fällen setzt man jede Zahl am besten so, daß sie von ihrem zugehörigen Strich in der Mitte getroffen wird. In bezug auf die Form der Ziffern gilt das oben Gesagte.

Bei einer einteiligen Tafel kann man die einzelnen Skalen durch Verwendung von verschiedenen Farben unterscheiden; bei einer durch Vervielfältigung entstandenen Tafel erreicht man dies durch Bemalen.

Besteht eine Tafel aus mehreren Teilen, so kann man diese nebeneinander oder übereinander zeichnen; in beiden Fällen wird man die Übersichtlichkeit dadurch erhöhen, daß man die Skalen eines jeden Tafelteils mit einer anderen Farbe bemalt; die Verbindungsskalen bzw. deren Träger erhalten dann auf jeder Seite eine andere Farbe. Da man eine mehrteilige Tafel so benutzen kann, daß man bei den Verbindungsskalen die Skalen selber gar nicht braucht (vgl. unten), so zeichnet man von den Verbindungsskalen nur die Träger; will man den Übergang von einem Tafelteil zum andern durch Ablesen an der betreffenden Skala bewerkstelligen, so zeichnet man diese in jedem Fall als gleichmäßige Skala, bei der also die aufeinanderfolgenden Striche überall denselben Abstand haben.

3. Der Gebrauch von graphischen Rechentafeln.

Man hat hier ebenfalls zu unterscheiden zwischen Tafeln mit Kurvenskalen und solchen mit Punktskalen.

a) Tafeln mit Kurvenskalen.

Bei einer Tafel mit Kurvenskalen ist jede Ablesung bestimmt durch einen Punkt; man bezeichnet diesen entweder durch ein auf der Unterseite eines durchsichtigen Stoffes angegebene Kreuz oder mit der Spitze eines Bleistiftes oder am besten mit Hilfe einer Nadel, die man an der betreffenden Stelle der Tafel feststeckt⁴⁾. Besitzt eine Tafel zwei zueinander senkrechte Parallelscharen, so kann man bei ihr in einfacher Weise mit dem Stechzirkel „rechnen“; dies bietet dann den Vorteil, daß man nur einige Hauptlinien der beiden Parallelscharen zeichnen muß, die Zwischenlinien braucht man nur am Rand anzudeuten.

Eine Tafel mit drei Kurvenskalen wird wesentlich übersichtlicher, wenn man eine der drei Skalen gar nicht zeichnen muß; dies ist möglich für den Fall, daß eine Skala eine Parallelschar oder ein Strahlenbüschel oder eine Kreisschar ist. Ist die nicht gezeichnete Skala eine Parallelschar, so braucht man an deren Stelle eine auf einem reißschienenartig geführten Lineal aus durchsichtigem Stoff angegebene Punktskala. An Stelle eines nicht gezeichneten Strahlenbüschels kann man ein um einen Punkt drehbares Lineal aus durchsichtigem Stoff benutzen⁵⁾, das mit Hilfe einer am Tafelrand angegebenen Punktskala eingestellt wird. Ist bei einer Tafel mit einem Strahlenbüschel die zweite Skala eine Kreisschar mit dem Mittelpunkt im Schnittpunkt des Strahlenbüschels, so kann man auch die Kreisschar in der Tafel weglassen, wenn man ihre Halbmesserskala auf dem drehbaren Lineal angibt; eine solche Tafel enthält also dann nur eine Kurvenschar. Besonders bequem und scharf gestalten sich die Ablesungen für den Fall, daß die nichtgezeichnete Skala eine Kreisschar ist; gibt man von dieser je nach Bedarf eine Halbmesserskala — bei mittelpunktgleichen Kreisen — oder eine Mittelpunktskala — bei Kreisen durch denselben Punkt — an, so „rechnet“ man mit Hilfe des Stechzirkels.

Ist die Verbindungsskala bei einer zweiteiligen Tafel eine Parallelschar, so ist es nicht nötig, daß man diese

⁴⁾ Eine derartige Verwendung einer Nadel erfordert allerdings, daß man die Tafel von Zeit zu Zeit durch eine neue ersetzt; dies spielt aber mit Rücksicht darauf keine große Rolle, daß die meisten der für den Gebrauch bestimmten Tafeln durch Vervielfältigen entstehen.

⁵⁾ An Stelle dieses drehbaren Lineals kann man auch einen Faden verwenden, doch ist dies weniger bequem.

zeichnet; läßt man sie weg, so „rechnet“ man mit dem Stechzirkel. Ein derartiger Übergang von einem Tafelteil zum anderen ist bequemer und genauer als wenn man mit Hilfe von gezeichneten Parallelen übergeht; er geschieht in der Weise, daß man nach Aufsuchung des betreffenden Punktes in dem einen Tafelteil den Abstand dieses Punktes von dem in Frage kommenden — z. B. unteren — Tafelrande mit dem Stechzirkel abgreift und auf Grund dieses Abstandes mittels des Stechzirkels in den anderen Tafelteil einght.

b) Tafeln mit Punktskalen.

In bezug auf die Bequemlichkeit und die Schärfe ist der Kreis die beste Ablesekurve; Voraussetzung ist aber, daß der Wert der auf die Mittelpunktskala sich beziehenden Veränderlichen gegeben ist. Hat man einen Kreis als Ablesekurve, so „rechnet“ man mit Hilfe des Stechzirkels. Ist die Ablesekurve eine Gerade, so benutzt man als solche entweder einen Faden oder eine auf der Unterseite eines durchsichtigen Stoffes angegebene Gerade⁶⁾. Man kann die jeweilige Lage der Ablesegeraden auch mit der Kante eines gewöhnlichen Lineals herstellen, dann muß man aber die durch die gegebenen Werte bestimmten Skalenpunkte durch eingesteckte Nadeln bezeichnen, an denen man die Linealkante anschlagen kann; auch der gesuchte Punkt der dritten Skala wird dann mit einer an die Linealkante gesteckten Nadel bezeichnet.

Es wurden auch schon besondere mechanische Vorrichtungen für die Ablesegerade angegeben; es sind aber solche kaum erforderlich.

Es wurde oben darauf hingewiesen, daß man bei einer zweiteiligen Tafel von der Verbindungsskala die Skala selbst nicht, sondern nur ihren Träger braucht; der Gebrauch einer solchen Tafel geschieht dann für den Fall, daß die Ablesekurve eine Gerade und daß z. B. die Werte von x_1 , x_2 und x_3 gegeben sind und der Wert von x_4 gesucht ist, folgendermaßen: Man steckt in den durch die gegebenen Werte von x_1 , x_2 und x_3 bestimmten Punkten P_1 , P_2 und P_3 je eine Nadel und schlägt die Linealkante an die in P_1 und P_2 steckenden Nadeln an; steckt man nun im Schnittpunkt P der Linealkante mit dem Träger der Verbindungsskala eine Nadel, so kann man die Linealkante an die Nadeln in P und P_3 anschlagen, und kann sodann eine Nadel in den gesuchten Punkt P_4 der x_4 -Skala stecken und den entsprechenden Wert von x_4 ablesen.

⁶⁾ Die Kante eines Lineals aus durchsichtigem Stoff empfiehlt sich mit Rücksicht auf den Schlagschatten nicht.

KONSTRUKTION UND BERECHNUNG EINES GRÖßEREN STAUDAMMES.

Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

Für eine Großwasserkraftanlage im südlichen Schwarzwald entwarf ich einen 33 m hohen Staudamm, dessen Querschnitt in Abb. 1 wiedergegeben ist. Eine Besonderheit dieses Dammes

Der große Vorteil dieser hohlen Kernmauer liegt auf der Hand. Durch sie wird der luftseitige Teil des Dammes dauernd jeder Wassereinwirkung entzogen und trocken gehalten. Außerdem ist eine wertvolle jederzeitige Kontrolle über den Dichtigkeitszustand des wasserseitigen Teiles ermöglicht. Diesem Betonhohlkern ist noch eine Tonschicht vorgesetzt, die in der Haupt-

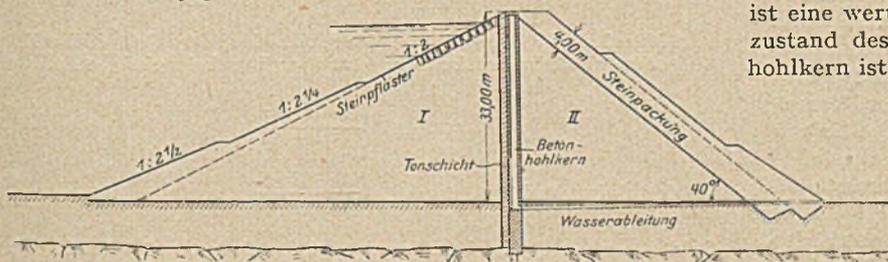


Abb. 1. Dammquerschnitt (gestrichelt: der Berechnung zugrunde gelegt).

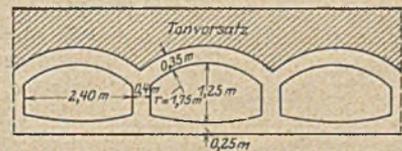


Abb. 1a. Querschnitt durch den Betonhohlkern.

bildet der doppelwandige Kern, der aber nicht nach dem Ambursenschen Vorschlag aus bewehrten Platten, sondern aus aneinandergereihten Zellengewölben besteht (siehe Abb. 1 a).

sache die Abdichtung zu übernehmen hat. Die Gewölbeausbildung des Kernes wurde gewählt, weil hierdurch eine Bewehrung entbehrlich ist, deren Sicherheit in dem durchfeuchteten

Damm auf die Dauer doch recht zweifelhaft erscheint, und weil die durch das unvermeidliche Arbeiten des Dammes zu befürchtenden vertikalen Risse sich durch die Gewölbewirkung automatisch schließen. Ihre vollständige Dichtung sowie auch die der horizontalen Risse übernimmt die Tonschicht. Der wasserseitige Teil des Dammes ist eigentlich mehr eine Art von Ballast; er braucht weder dicht zu sein, für die Dichtigkeit kommt der Kern voll und ganz auf, noch braucht er Wasserdruck aufzunehmen, hierfür ist der trocken gehaltene luftseitige Teil da; er soll lediglich nach der Wasserseite zu einen Schutz für den Kern darstellen. Kleinere Absackungen oder Bewegungen in ihm sind weiter nicht schädlich. Es ist sogar vorteilhaft, ihn nicht noch besonders zu dichten, weil er dann bei absinkendem Wasserspiegel seinen Wasserinhalt leicht wieder abgibt. Wäre er besonders gedichtet, wie es gewöhnlich geschieht, so würde er seinen Wasserinhalt lange festhalten, und bei abgesenktem Wasserspiegel würden die unteren wasserseitigen Schichten unter einem viel höheren, von innen heraus wirkenden Wasserdruck stehen, der zu Auswaschungen und Zerstörungen Anlaß geben könnte.

Die Funktionen der einzelnen Teile des Dammes sind also klar voneinander geschieden. Teil I dient zum Schutz von der Wasserseite her, der Kern kommt ganz für die Dichtung auf, Teil II hat den gesamten Druck aufzunehmen.

Während man bei den gewöhnlichen wasserdurchsetzten Dämmen wenig Aussicht hat, eine vertrauenerweckende statische Berechnung aufstellen zu können, und die Standsicherheit fast nur nach dem Gefühl und nach ausgeführten Beispielen beurteilt werden kann — die Mehrzahl der Dämme scheint mir reichlich überdimensioniert —, kann hier auf den vor Durchfeuchtung geschützten, den Druck aufnehmenden Teil II die Erddrucktheorie mit voller Berechtigung Anwendung finden und die Standsicherheit rechnerisch nachgewiesen werden.

Zur Untersuchung benutzte ich die geometrische Erddrucktheorie von Engesser (Zeitschrift für Bauwesen 1880), die vor den andern eine außerordentliche Anschaulichkeit voraus hat, leider jedoch noch viel zu wenig bekannt und gewürdigt ist. Sie sei hier in ihren Grundgedanken an Hand der Abb. 2 u. 3 kurz erläutert. Durch einen Punkt O (Abb. 2) des unbegrenzten Erdkörpers denkt man sich senkrecht zur Bildebene eine Reihe von Ebenen gelegt, durch die der Erdkörper in ebenso viele

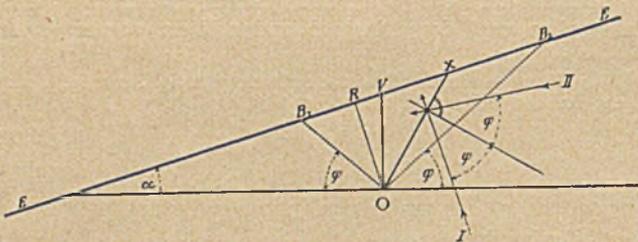


Abb. 2. Prinzip der Engesserschen Erddrucktheorie.

nebeneinanderliegende Keile unterteilt wird. Diese Keile kann man sich starr vorstellen. Sie üben in den Fugen aufeinander Druckkräfte aus, und jeder von den unendlich vielen im Gleichgewicht möglichen Spannungszuständen des Systems ist dadurch charakterisiert, daß die Druckkraft an jeder Fuge innerhalb des „Reibungskegels“ bleibt, d. h. sie darf von der Normalen zur Fuge höchstens um einen Winkel nach rechts oder links abweichen, der gleich dem Reibungs- bzw. Böschungswinkel des Materials ist. Klappt man nun die Figur EOE um und legt sie so, daß die Linie EE in die Vertikale kommt (Abb. 3), so können die auf EE liegenden Abschnitte in anderem Maßstabe als Gewichte der Keile angesehen werden. Graphisch läßt sich nun ein Spannungszustand durch die von einem Pole nach diesen Gewichten gezogenen Strahlen aufzeichnen, die Strahlen stellen dabei die zwischen den Fugen wirkenden Druckkräfte dar. Zeichnet man nun die Grenzlagen der Druckkraft für jede Fuge ein (die Konstruktion nach Engesser ist bei Abb. 3 angegeben), so umhüllen sie zwei Parabeln I u. II. Liegt der Pol innerhalb

des von diesen beiden Parabeln eingeschlossenen Gebietes SS₁, so tritt die Druckkraft an keiner Fuge aus dem Reibungskegel heraus. Alle möglichen Gleichgewichtszustände des

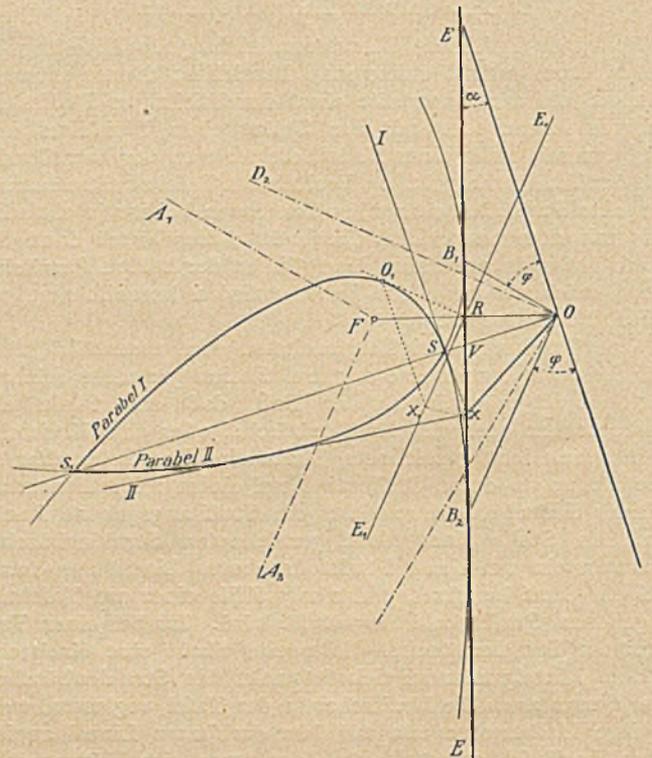


Abb. 3.

Konstruktion der Tangente x-I Brennpunkt F
 $E_1E_1 \parallel OB_1$ $FR = RO \perp EE$
 $RO_1 \perp E_1E_1 = RO$ Durchmesser
 $Rx_1 = Rx$ $FA_2 \parallel OB_2$
 $lx \parallel O_1x_1$ Leitlinie OD_2 durch O

Keilsystems bzw. des Erdkörpers sind also durch die Lage des Poles innerhalb des Gebietes SS₁ charakterisiert. Die kleinste Druckkraft, den sogen. aktiven Erddruck, erhält man für den Punkt S, die größte noch mögliche, den sogenannten passiven Erddruck, für den Punkt S₁. Die beiden Parabeln haben einen gemeinsamen Brennpunkt F, der das Spiegelbild von O in bezug auf EE darstellt. Die beiden Achsen FA₁ und FA₂ sind den umgeklappten Böschungswinkeln OB₁ und OB₂ parallel. Die Leitlinien laufen durch den Punkt O, damit sind die beiden Parabeln bestimmt¹⁾. Bezüglich des weiteren Ausbaues der

¹⁾ Aus Abb. 3 läßt sich für den aktiven bzw. passiven Erddruck in der vertikalen Fuge OV folgender Ausdruck herleiten:

$$e = \left\{ \begin{matrix} VS \\ VS_1 \end{matrix} \right\} = r^2 \gamma \frac{\cos \alpha}{\cos^2 \varphi} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\cos \varphi}{\cos \alpha} \right)^2 \mp \sqrt{1 - \left(\frac{\cos \varphi}{\cos \alpha} \right)^2} \right]$$

r ist hier gleich OR, dem Abstand des Punktes O von der Geländeoberfläche. Für horizontale Erdoberfläche ($\alpha = 0$) ergibt sich der einfache Ausdruck:

$$e = \frac{r^2 \gamma}{2} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)$$

für den aktiven und $e = \frac{r^2 \gamma}{2} \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)$

für den passiven Erddruck, während man für die größtmögliche Böschung ($\alpha = \varphi$)

$$e = \frac{r^2 \gamma}{2 \cos \varphi}$$

erhält. Die horizontale Komponente ist für diesen Fall bei jedem Böschungswinkel gleich

$$e_h = \frac{r^2 \gamma}{2}$$

Theorie sei auf die klassisch schöne Engessersche Originalabhandlung verwiesen.

Der Damm muß nun statisch folgenden Bedingungen genügen. Bei vollem Becken muß der luftseitige Teil II dem Wasserdruck und dem Erddruck des wasserseitigen Teiles Widerstand leisten können. Der passive Erddruck von II muß also größer sein, als der Wasserdruck plus dem aktiven Erddruck von I. Bei abgesenktem Seespiegel muß andererseits der wasserseitige Teil I den Erddruck des luftseitigen Teiles II aufnehmen können, der passive Erddruck von I muß also wiederum größer sein als der aktive von II. Die letzte Forderung hat nur wenig praktische Bedeutung, da geringe wasserseitige Bewegungen doch für die Standsicherheit kaum von Belang sind. Sie läßt sich auch bei dem durchnäßten Material mit der Erddrucktheorie nicht so einwandfrei entscheiden wie die maßgebende Standfestigkeit von Teil II. Bei vollem Becken wirkt von I nach II, wie schon erwähnt, Wasserdruck und Erddruck zusammen. Je nach dem Abdichtungsgrad des Dammes kann die Wirkung verschieden sein. Die höchstmögliche erhält man jedenfalls, wenn man auf den Kern den gesamten Wasserdruck, den Erddruck des Erdkörpers jedoch nur mit dem im Wasser verbleibenden Raugewicht des Schüttmaterials in Rechnung setzt.

Die Untersuchung sei zuerst an Teil I durchgeführt. Abb. 4 stellt ihn in vereinfachter Form dar, die Verbreiterung des Fußes mit den flacheren Böschungen ist vernachlässigt. Für das durchfeuchtete Material ist der Reibungswinkel jedenfalls gering. Der kleinste, mit dem die Untersuchung nach der einfachen Erddrucktheorie sich noch ermöglichen läßt, ist gleich dem Böschungswinkel des Materials 1 : 2. Außer für diesen ist dann des Vergleiches halber die Untersuchung noch für den etwas größeren von 30° durchgeführt.

In Abb. 5 ist Teil I umgeklappt, so daß die Lotrechte wieder die Gewichte der Erddruckkeile darstellt, und die Parabeln sind aufgezeichnet. Für den Reibungswinkel 1 : 2 zieht sich hierbei die eine Parabel in eine Gerade zusammen. Da der Erdkörper durch die lotrechte Kernmauer und die Horizontale abgegrenzt wird, kommen nur die Teile der Parabeln als Abgrenzung des Gleichgewichtsgebietes in Betracht, die den Fugen im wirklichen Dammkörper entsprechen und außerdem noch die Tangenten, die die Reibungskegel für die lotrechte und wagerechte Fuge begrenzen²⁾. Das Gleichgewichtsgebiet für einen Böschungswinkel von 30° ist also abgegrenzt durch die Tangente von B₁ bis b₁, durch die Parabel von b₁ bis b₂, durch die Tangente von b₂ bis B₂, weiter durch die Tangente von B₂ bis B₃, dann noch von der Parabel von B₂ bis B₁.

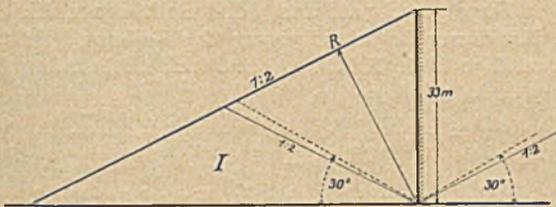


Abb. 4. Teil I schematisch.

Entsprechend ergibt sich für das Gleichgewichtsgebiet bei einem Reibungswinkel 1 : 2 die Figur C₁FC₂C₃C₁. Man sieht also, wie bei kleinerem Reibungswinkel der aktive Erddruck etwas zunimmt, der passive dagegen sehr stark nachläßt, also nach jeder Hinsicht für die oben genannten Standfestigkeitsbedingungen ungünstigere Verhältnisse eintreten. Die Reibung an der feuchten Tonwand kann gleich Null

²⁾ Man kann auch den Fugenschnittpunkt O höher annehmen und würde dabei den Druck auf einen etwa oberhalb eines horizontalen Risses gelegenen Teil des Kernes erhalten. Die Gleichgewichtsgebiete verschieben sich, die Anteile der Parabeln daran werden entsprechend größer, die eine Grenztangente nimmt je nach den Annahmen eine andere Lage ein. Die Verhältnisse sind leicht zu übersehen. Eine praktische Verfolgung der Änderung der Erddruckgrößen hat wenig Zweck, da eine ganz ähnliche, diese ziemlich aufhebende Änderung für Teil II mit Hand in Hand geht.

gesetzt, der Druck also senkrecht zur Wand angenommen werden. Für den Materialreibungswinkel 1 : 2 wird also der aktive Erddruck durch E₁D, der passive durch E₁W dargestellt.

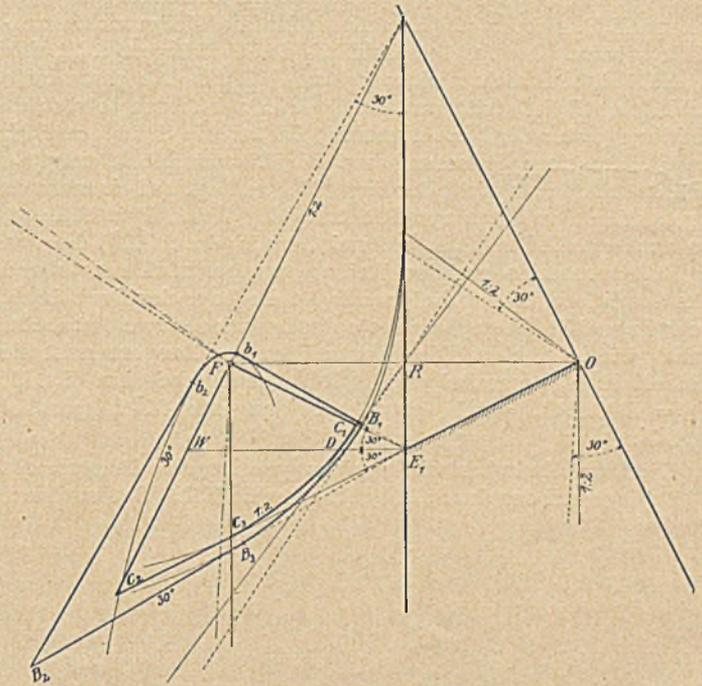


Abb. 5. Statische Untersuchung von Teil I.

Bei vollem Stau wirkt nun von Teil I auf II

1. der Wasserdruck $\frac{33^2}{2} \cdot 1 = 545 \text{ t/m}$
 2. der Erddruck E₁D $\frac{11 \cdot 20,5 \cdot 0,8}{2} = 130 \text{ t/m}$
- im ganzen also 675 t/m

Hierbei ist für das Raugewicht der Dammerde 1,8 t/m³, also für das unter Wasser verbleibende Raugewicht 0,8 t/m³ angenommen.

Bei leerem Becken beträgt der passive Erddruck

$$E_1W = \frac{37 \cdot 20,5 \cdot 1,8}{2} = 980 \text{ t/m.}$$

In der Abb. 6 ist der Teil II des Dammkörpers auch wieder in vereinfachter Form unter Vernachlässigung der Verbreiterung des Fußes dargestellt. Die Erde ist unter einem Winkel von 40° abgebösch, also unter der Annahme eines Reibungswinkels von 30° allein nicht mehr standsicher. Zur Befestigung und Erhöhung des Widerstandes liegt auf der Böschung eine Steinpackung von 4 m Stärke. Das Zusammenwirken von Erde und Steinauflast kann nun nach der einfachen Erddrucktheorie nicht mehr behandelt werden. Die Engessersche Konstruktion läßt sich jedoch für diesen Fall in folgender Weise erweitern: Die Erdlinie ist E₁E₂, die Druckkräfte in den Fugen haben nun nicht mehr dem Gewicht des Keiles OXX₁ allein das Gleichgewicht

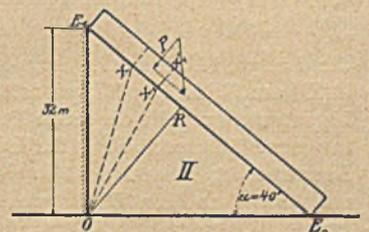


Abb. 6. Teil II schematisch.

zu halten, sondern dem Keilgewicht, vermehrt um die an der Fläche XX_1 von der Steinlast auf den Keil wirkenden Kraft. Diese Kraft (P) sei senkrecht zu XX_1 angenommen. Klappt man nun die Figur E_1E_2 um und legt E_1E_2 in die Lotrechte (Abb. 7), so kann E_1E_2 wieder als Kraftlinie für die Keilgewichte aufgefaßt werden. An das Gewicht E_1E_2 des Erdkörpers reiht sich die auf E_1E_2 senkrecht wirkende Kraft E_2E_2'' . Die geradlinige Verbindung E_1E_2'' tritt nun an Stelle der früheren lotrechten Kraftlinie (unter der Voraussetzung, daß wie in der Figur E_1E_2 eine gleichmäßige Belastung auf die Längeneinheit trägt)³⁾. Der Punkt X'' entspricht der Fuge OX ; er liegt auf einer durch X gehenden Parallelen zur Richtung der Kraft P in Abb. 6, also auch parallel zu E_2E_2'' . Zwei Gerade durch X'' , die von der Fugennormalen um den Reibungswinkel nach rechts und links abweichen, bilden die Grenze für die Lage der Druckkraft in der Fuge OX . Diese Geraden umhüllen wieder zwei Parabeln, ähnlich wie in Abb. 3. Die Konstruktion der Tangenten ist die gleiche. $E_1'E_2'$ parallel OB_1 , RO' senkrecht auf $E_1'E_2'$, $RO' = RO$, $RX' = RX$ und die Tangente $X''T$ parallel zu $X'O'$.

Die Parabeln haben wieder einen gemeinsamen Brennpunkt F . Er liegt auf der durch R'' gehenden zu E_1E_2'' Senkrechten,

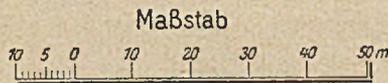
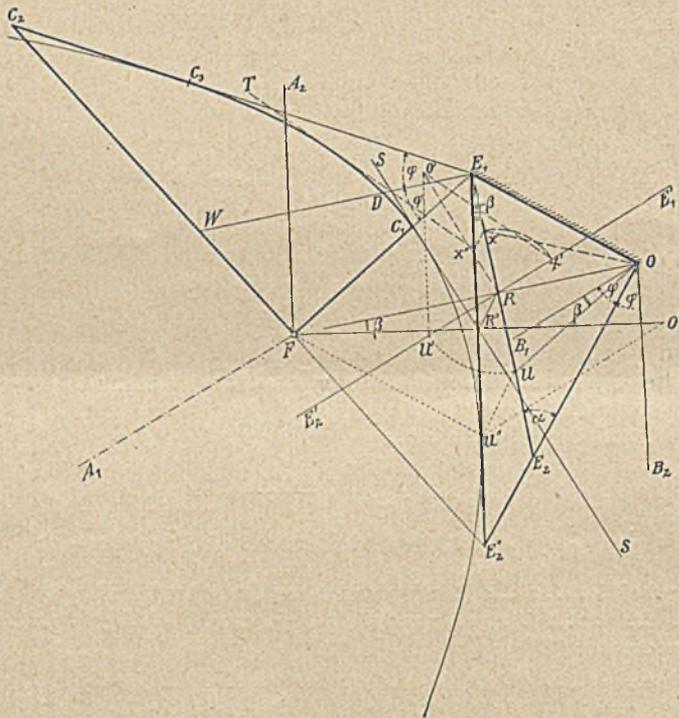


Abb. 7.

Statische Untersuchung von Teil II.

die Länge $R''F$ findet man aus OR auf dieselbe Weise wie E_1X'' aus E_1X . Der Beweis ist folgender: Nach oben genannter Konstruktion geht die zum Durchmesser FA_1 normale Scheiteltangente SS durch R'' . Da E_1E_2'' eine Tangente ist, liegt der Brennpunkt F auf der in R'' auf E_1E_2'' errichteten Senkrechten. Aus dem Berührungspunkt U'' findet man F , indem man $R''F$ mit dem Durchmesser durch U'' schneidet (O'') und $R''F$ gleich $R''O''$ macht. U'' selbst wird durch $O''U''$ parallel zu E_1E_2'' , RU gleich RU' , UU'' parallel E_2E_2''

³⁾ Ist die Belastung nicht mehr gleichmäßig, sondern etwa von oben nach unten zunehmend, so tritt an Stelle der Geraden E_1E_2'' eine je nach der Änderung der Belastung leicht zu konstruierende Kurve. Die das Gleichgewichtsgebiet begrenzenden Kurven sind aber dann keine Parabeln mehr, sondern Kurven höherer Ordnung.

gefunden. Es ist Winkel $R''O''U''$ gleich Winkel ROU , daher Dreieck $FR''U''$ ähnlich Dreieck ORU , und es verhält sich FR'' zu OR wie E_1E_2'' zu E_1E_2 .

Wenn die Lastlinie E_1E_2'' der natürlichen Böschungslinie OB_2 (Abb. 7) parallel verläuft, zieht sich die eine Parabel wieder in die Achse FA_2 zusammen. In diesem Fall ist $\beta = \alpha - \varphi$ und

$$E_2E_2'' = E_1E_2 \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \varphi},$$

und die Längeneinheit der Böschung E_1E_2 in Abb. 6 trägt die Belastung:

$$P = \frac{\gamma \gamma_s}{2} \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \varphi}.$$

Die Druckkraft befindet sich für sämtliche Fugen des Erdkörpers in der Grenzlage. Kleiner darf die Belastung bei der gewählten Böschung nicht sein, weil sonst kein Gleichgewicht mehr vorhanden ist. An der Figur zeigt sich das darin, daß die Parabel FA_2 „umschlägt“, die Leitlinien beider Parabeln laufen auf derselben Seite von F , man findet dann kein Gleichgewichtsgebiet für alle Fugen mehr, im Erdkörper treten Rutschungen auf. Der obige Ausdruck für P stellt die für Stabilität notwendige Belastung dar, sie ist für $\alpha = \varphi$ natürlich gleich Null und wächst mit der zunehmenden Erdböschung.

Zunächst liegt es nahe, für P einfach die zu E_1E_2 normale Komponente der Auflast (Abb. 6) einzusetzen. Untersucht man unter dieser Annahme nun, für welche Erdböschung α der Gesamtmasse aufwand von Erde plus Auflast ein Minimum wird, so findet man auffallenderweise, daß dieser Gesamtmasse aufwand für alle α gleich ist⁴⁾.

Eine Steinpackung würde also einen Massengewinn nicht bringen. Sie wirkt jedoch nicht nur wie eine zusammenhanglose Masse, wie in dieser Auffassung stillschweigend inbegriffen liegt, sondern einem Abschieben längs einer Fuge OX_1X_1' , wie es der hier in Frage kommende passive Erddruck voraussetzt, widersetzt sich nicht nur die Gewichtskomponente der auf E_1X_1 liegenden Last, sondern diesem wirken in der Fuge X_1X_1' noch Scher- und Reibungskräfte entgegen. Wenn man diese mit berücksichtigt, kommt eine geringe Massensparnis durch die Steinpackung auch rechnerisch zum Ausdruck. Man kann so für P setzen:

$$P = G(\cos \alpha + \rho \sin \alpha),$$

wenn G das Gewicht der Auflast, ganz oder nur bis zu einer beliebigen Fuge gerechnet, und ρ den Reibungskoeffizienten bedeutet. Mit dieser Berücksichtigung der Reibung erhält man für die notwendige Tiefe X_1X_1' , (Abb. 6) der Auflast den Ausdruck

$$t = \frac{h}{2} \cdot \frac{\gamma_e}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{1 + \rho \operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \varphi}$$

wo γ_e , γ_s die Raumgewichte von Erdschüttung bzw. Steinpackung und h die Höhe der Kernmauer OE_1 bedeuten. Der Faktor $\frac{1}{1 + \rho \operatorname{tg} \alpha}$ gibt an, um wieviel die Steinpackung bei dieser Mitwirkung der Reibung verkleinert werden kann. Der Sicherheit halber nahm ich den Reibungsbeiwert nur zu 0,3 an, dann ergibt sich bei $\gamma_e = 1,8$, $\gamma_s = 2,0$ ein t von 4 m.

Nun darf die Auflast, wenn sie auch über die (beliebige) Fuge X_1X_1' nicht gleitet, auch nicht um X_1' gekippt werden; dadurch wird unterhalb einer leicht zu bestimmenden Tiefe eine Verstärkung der Steinpackung notwendig, am einfachsten gleich auf das bei Vernachlässigung der Reibung erforderliche Maß, bei dem also die Gewichtskomponente der Auflast allein

⁴⁾ Wenn man der Einfachheit halber das Raumgewicht der Auflast gleich dem Raumgewicht der Schüttung annimmt. Bei verschiedenem Raumgewicht gilt derselbe Satz, wenn nicht „Raummassen“, sondern „Gewichtsmassen“ verglichen werden. Der gesamte Gewichtsaufwand bleibt also für alle α gleich.

für die Stabilität ausreicht (siehe Abb. 1). Einer Verbreiterung nach unten, die praktisch gewiß am Platze ist, ist also auch theoretisch nicht mehr auszuweichen.

So verliert sich also der durch die Steinauflast erhoffte Massengewinn gegenüber einem mit dem natürlichen Böschungswinkel geschütteten Damm beinahe zu nichts. Die Kosten werden erhöht, auch wenn die Lagerung in der einfachsten Weise ausgeführt wird — es genügt, grobe Geröllstücke roh aufeinander oder in Erde zu setzen —. Gleichwohl hat diese feste Steindecke doch manche konstruktive und statische Vorteile, die, wenn geeignetes Material vorhanden ist, ihre Anwendung empfehlen. Sie bietet einen sehr wünschenswerten und wirksamen Schutz bei etwaigen Überspülungen, ferner vermindert sie bei den mit Hochwässern verbundenen schweren Regengüssen die Angriffskraft der Niederschläge, außerdem erhöht sie den Widerstand bzw. passiven Erddruck des Dammes nicht unbedeutend.

Diese Verfestigung, die zunächst gefühlsmäßig ganz gewiß vorhanden ist, läßt sich auch rechnerisch nachweisen. Bei der hier vorausgesetzten gerade notwendigen Auflast wird das Gleichgewichtsgebiet durch $C_1FC_2C_3C_1$ begrenzt, und der Erdwiderstand ist E_1C_2 , wenn man den Reibungswinkel an der Wand ebenfalls gleich φ annimmt. Der Erddruck hat in diesem Falle eine beträchtliche lotrechte Komponente. Die Tonschicht kann diese nicht übertragen, sie wirkt also nur auf den Betonkern in der Art, daß sie ihn von seiner Gründung abzuheben sucht. Wenn der Betonkern infolge der Dammbewegung horizontale Risse erhalten hat, wird sich diese lotrechte Komponente überhaupt kaum ausbilden können, man sieht deshalb in der Rechnung zweckmäßigerweise ganz von ihr ab und erhält dann den Widerstand durch E_1W (Abb. 7) dargestellt. Hierbei ist aber nicht zu vergessen, daß er in Wirklichkeit 20–50% größer sein wird.

Nun ist $\angle E_1E_2''W$ gleich $\angle E_1E_2O$ gleich α , denn die Dreiecke $FR''E_2''$ und ORE_2 sind nach der Konstruktion rechtwinklig und ähnlich, weil sich $FR'' : OR$ wie $R''E_2'' : ER_2$ wie $E_1E_2'' : E_1E_2$ verhält. E_1W steht senkrecht auf E_1E_2 . Es ist also

$$E_1W = E_1E_2'' \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha + [90^\circ - \beta])} = E_1E_2'' \frac{\sin \alpha}{\cos \varphi}$$

da $\beta = \alpha - \varphi$ ist (E_1E_2'' parallel OB_2 vorausgesetzt). E_1O sei mit h , der Dammhöhe bezeichnet, dann ist also, wenn man die obigen Ausdrücke zusammenfaßt,

$$E_1W = h \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi \cos \varphi}$$

und der passive Erddruck also

$$e_w = E_1W \frac{r \gamma}{2} = \frac{h^2 \gamma}{2} \cdot \frac{\sin 2 \alpha}{\sin 2 \varphi}$$

Der Faktor $\frac{\sin 2 \alpha}{\sin 2 \varphi}$ gibt also die Vergrößerung des Widerstandes durch die Steinauflast an. Sie ist bei dem Böschungswinkel $\alpha = 45^\circ$ ein Maximum und um so größer, je kleiner φ ist, je mehr also

das Material zum Gleiten neigt. Für die vorliegenden Verhältnisse ($\alpha = 40^\circ$, $\varphi = 30^\circ$) beträgt die rechnerische Vergrößerung des Widerstandes allerdings nur 14%. Sie ist in Wirklichkeit jedoch bedeutend größer.

Die vorhergehende Ableitung gilt bei der vorhandenen gerade notwendigen Auflast, bei der die eine Parabel sich auf die Achse FA_2 (Abb. 7) zusammenzieht. Vergrößert man aus Sicherheitsgründen die Auflast, so wächst selbstverständlich der Widerstand, das Gleichgewichtsgebiet vergrößert sich in ähnlicher Weise, wie in Abb. 5. Doch scheint es mir zweckmäßiger, den Materialreibungswinkel φ recht vorsichtig anzunehmen und dann nur die für diesen gerade notwendige Auflast aufzubringen.

Die Abb. 7, die, wie gesagt, für die geringst notwendige und auf die ganze Länge der Böschung gleichmäßig verteilte Auflast gilt, ergibt nun für den passiven Erddruck:

$$E_1W = 48 \frac{24.4 \cdot 1.8}{2} = 1050 \text{ t/m,}$$

den aktiven Erddruck:

$$E_1D = 16 \frac{24.4 \cdot 1.8}{2} = 350 \text{ t/m.}$$

Nach den früheren an Abb. 5 gewonnenen Ergebnissen war der größte Druck von I auf II bei vollem Stau 675 t/m, demgegenüber steht nun ein größtmöglicher Widerstand von 1050 t/m. Es ist also theoretisch eine 1,5fache Sicherheit vorhanden. Auch bei leerem Becken wird nach der Theorie kein Abrutschen nach der Seeseite zu befürchten sein, da dem Druck von II mit 350 t/m ein größtmöglicher Widerstand von 980 t/m gegenübersteht.

Teil II ist für die Standfestigkeit fast allein maßgebend. Auf ihn kann die Erddrucktheorie mit voller Berechtigung angewendet werden, da er aus trockenem Material besteht und durch die doppelwandige Kernmauer dauernd vor Durchfeuchtung geschützt ist. Die errechnete Sicherheit von 1,5 wird in Wirklichkeit noch bedeutend übertroffen, da der praktische Querschnitt weit über den theoretischen hinausreicht, außerdem die Verfestigung der Erde durch Stampfen nicht berücksichtigt ist und auch sonst noch ungünstige Annahmen gemacht sind. Die wirkliche Sicherheit wird also der einer Gewichtsmauer gegen Umkippen zum mindesten gleichkommen.

Es mag noch erwähnt werden, daß über die Ausführung des Dammes noch keine Entscheidung getroffen ist. Er steht als Abschluß eines Staubeckens allererster Größe noch in Wettbewerb mit einer zuerst entworfenen Gewichtsstaumauer, der gegenüber er ganz erhebliche Ersparnisse bietet. Doch glaube ich, daß sowohl die Konstruktion wie vor allem die Berechnung manches Eigenartige bringen, das eine Veröffentlichung jetzt schon rechtfertigt. Eine große Genugtuung würde es mir verschaffen, wenn es mir dabei gelungen sein sollte, für die bisher recht wenig beachtete Erddrucktheorie von Engesser einiges Interesse zu wecken.

VERSUCHE MIT HOCHWERTIGEM BETON.

Zuschrift von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe i. B.

Im Aufsatz von Dr.-Ing. Skall in Heft 35 des „Bauingenieur“ vom 4. Dezember 1925 „Versuche im Laboratorium der Bauunternehmung Rudolf Wollé in Leipzig mit normal- und stahlbewehrten Probekörpern aus hochwertigem Beton“ kommt der Verfasser zu dem Schluß, daß im Interesse der Rißsicherheit vor frühzeitiger voller Belastung von Bauwerken aus hochwertigem Beton gewarnt werden müsse.

Die demnächst durch Prof. Dr.-Ing. E. Probst zur Veröffentlichung gelangenden Untersuchungen mit hochwertigen Zementen sowie verschiedene andere bisher bekannt gewordene Untersuchungen haben gezeigt, daß der hochwertige Beton für Druck höhere E-Moduli und geringere bleibende Ver-

kürzungen aufweist als gewöhnlicher Beton. Diese Tatsache legt die Vermutung nahe, daß für Zugbeanspruchungen ähnliche Verhältnisse vorliegen. Sollte sich ferner zeigen, daß die Verhältnisse der Größen K_{bz} (Biegungszugfestigkeit), E_{bd} und E_{bz} sich untereinander wesentlich zuungunsten des hochwertigen Betons verschoben haben gegenüber gewöhnlichem Beton, etwa in der Weise, daß sich $\frac{E_{bz}}{E_{bd}}$ größer und $\frac{K_{bz}}{E_{bz}}$ nur gleich groß oder kleiner herausstellt, so würde das allerdings bedeuten, daß die Rißlast trotz vielleicht höherer wirklicher Rißzugspannungen im Beton unter sonst gleichen Bedingungen für den hochwertigen Beton geringer ausfallen müßte. Zur Klärung

dieser Frage wären Druck- und Zugelastizitätsmessungen an unbewehrtem Beton notwendig. Die Ergebnisse aus bisher veröffentlichten Balkenversuchen zeigen jedoch nicht in diese Richtung.

Auch die Biegeversuche an hochwertigen Eisenbetonbalken, wie sie Dr.-Ing. Skall veröffentlicht, können den aus ihnen gezogenen Schluß der geringeren Rißsicherheit jungen hochwertigen Betons nicht rechtfertigen.

Die beiden mit zwei Handelsrundeisen (10 mm Ø) bewehrten Balken wiesen Rißlasten von 300 kg nach 8 Tagen (Versuch 1) und 260 kg nach 22 Tagen auf, denen nach Skall rechnerische Biegunszugspannungen von 56 bzw. 51 kg/cm² entsprachen.

Für einen guten gewöhnlichen Beton nimmt der Verfasser selbst ein $K_{bz} = 30 \text{ kg/cm}^2$ an, das an den untersuchten Balken einer Last von 162 kg entspräche. Danach zeigte also der 8 Tage alte Balken eine um 85%, der 22 Tage alte eine um 76% höhere Rißlast als gewöhnlicher guter Beton. Daraus, daß nach Skall aus dem Rißmoment des Versuches 2 sich nach Zustand II für den übermäßig bewehrten Querschnitt ($\mu = 2,24\%$) eine Eisenzugspannung von nur 850 kg/cm² errechnet, kann doch wohl kaum auf die Höhe der Rißsicherheit des Betons geschlossen werden.

Die Rißsicherheit eines Bauteils, dessen Dimensionen unter Annahme gerissenen Querschnitts bemessen wurden, ist neben der Dehnungsfähigkeit des Betons wesentlich von der Stärke seiner Bewehrung abhängig. Dieser letztere Einfluß kann jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Versuche sein; es ist nur die Rede von der Rißsicherheit des Betons.

Wenn dann als Rißsicherheit das Verhältnis der Rißlast zur Nutzlast definiert wird, so kann für einen Balken gegebenen Querschnitts, der rißsicher sein soll, als Nutzlast nur diejenige

Last in Frage kommen, die für den ungerissenen Querschnitt und ein gegebenes $\sigma_{bz \text{ zul.}}$ errechnet wird. Hinsichtlich der Sicherheit seiner Tragfähigkeit werden natürlich die zulässigen Spannungen σ_{bd} oder σ_e maßgebend sein, je nachdem $\sigma_{bd \text{ zul.}}$ oder $\sigma_e \text{ zul.}$ zuerst erreicht wird. Die Berechnung der Rißnutzlast aus der zulässigen Eisenzugspannung nach Zustand II ohne Rücksicht auf den Bewehrungsprozentsatz ist dagegen unmöglich, weil hierbei die Rißsicherheit, in der eine reine Betoneigenschaft ausgedrückt werden soll, allein durch Verändern des Eisenquerschnitts über jede Größe hinaus gesteigert werden könnte.

Die Rißsicherheit stellt sich demnach bei den beiden oben angeführten Balken, wenn $\sigma_{bz} = 30 \text{ kg/cm}^2$ als zulässig angenommen wird, auf $\frac{300}{162} = 1,86$ bzw. $\frac{186}{162} = 1,15$, während nach Skall sich die Werte zu 0,75 bzw. 0,71 ergeben. Mit derselben Gleichsetzung der ein $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ bei gerissenen Querschnitt erzeugenden Last mit der Nutzlast wird in Versuch 6 (49 Stunden alter Alca-Zement-Betonbalken bewehrt mit nur 1 Ø 8 mm, $\mu = 0,715\%$) eine 1,2 fache Rißsicherheit ermittelt, und dieses Ergebnis „wesentlich günstiger“ befunden als bei den Balken mit hochwertigem Portlandzement, obwohl K_{bz} nur 36 kg/cm² betrug. Die Sicherheit ist nach dem oben Ausgeführten zufällig ebenfalls 1,2, also in Wirklichkeit wesentlich ungünstiger als beim hochwertigen Beton, wenn man von dem verschiedenen Alter der beiden Betonarten absieht.

Mit den richtigen Auswertungsergebnissen verschwinden auch die von Dr.-Ing. Skall festgestellten Unstimmigkeiten gegenüber den Prager Versuchen, ebenso wird die Schlußfolgerung hinfällig, wonach er vor der frühzeitigen vollen Belastung von hochwertigen Betonbauwerken warnen zu müssen glaubte.

VEREINFACHTE STRENGE LÖSUNG DER BIEGUNGS-AUFGABE EINER RECHTECKIGEN EISENBETONPLATTE BEI GERADLINIGER FREIER STÜTZUNG ALLER RÄNDER.

Von Professor Dr. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

(Schluß von Seite 154.)

§ 3 (24a). Die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Wie bereits in einer Fußnote am Schluß der Einleitung in H. 1923 angedeutet worden ist, sind bei dem Vergleiche der theoretischen Formeln mit den Versuchsergebnissen ziemlich viele Einflüsse zu berücksichtigen, welche gewöhnlich der Einfachheit halber bei der Ableitung dieser Formeln vernachlässigt werden, die aber unter Umständen die berechneten Werte merkbar ändern können. Die Nichtbeachtung dieser Einflüsse kann leicht zu einer Geringschätzung der Theorie von einseitigen Versuchsforschern oder einer Mißdeutung der Versuchsergebnisse von gewissen Theoretikern führen. Ein krasses Beispiel für den letzteren Fall liefert eine Besprechung der Plattenversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welche von einem hervorragenden Fachmanne in der Theorie des Eisenbetons in einer geschätzten Fachzeitschrift vom Jahre 1916 veröffentlicht worden ist. Man liest dort folgendes: „Die berechneten Einbiegungen in Plattenmitte stimmen nun mit den von Bach gemessenen überein, wenn man die für diesen Beton und für geringe Spannungen zu $n = 7,3$ ermittelte Elastizitätsverhältniszahl und die Querdehnungsziffer $m = 1,44$ (?) bis 2,79 wählt.“ In dem Bestreben, mit leichter Mühe eine vollständige Übereinstimmung der Rechnung mit der Messung zu finden, vergaß hier offenbar der Verfasser den wichtigen Satz der Elastizitätslehre, daß m nie kleiner als 2 sein kann, da sonst die einfache Zugbeanspruchung (bzw. Druckbeanspruchung) mit einer Volumenabnahme (bzw. Zunahme) des Stoffes verbunden wäre, was a priori auszuschließen ist. Dieser grobe Irrtum weist noch darauf hin, daß man bedauerlicherweise bei aller Strenge

und Sorgfalt, welche die erwähnten Versuche auszeichnet, von der Ermittlung der in der Plattentheorie so wichtigen Querdehnungszahl abgesehen hat und dadurch einen genauen Vergleich der beobachteten Größen mit den nach der Theorie errechneten erschwerte. Eine zweite Schwierigkeit, auf welche man beim Vergleich der vorliegenden theoretischen Arbeit mit den Versuchen des Deutschen Ausschusses f. E. stößt, bildet die fast gleiche Biegungssteifigkeit in beiden Hauptrichtungen aller untersuchten Platten. Dies hat zwar zur Folge, daß zum Vergleich nur die einfacheren Formeln für den besonderen Fall $B_1 = B_2$ herangezogen werden brauchen; dafür aber läßt sich der interessante und praktisch wichtige Einfluß der Verschiedenheit beider Bewehrungen auf den Formänderungs- und Spannungszustand der Platten nicht prüfen.

Trotzdem bietet das gelieferte Versuchsmaterial eine solche Fülle von wissenschaftlichem Stoff, daß seine erschöpfende Bearbeitung nicht so bald zum Abschluß gebracht werden wird. Auch die nächstfolgenden Betrachtungen und Vergleiche beschränken sich vorläufig auf das Notwendigste und berühren bloß einen kleinen Teil des reichen Versuchsstoffes.

Obwohl es keine prinzipiellen Schwierigkeiten gibt, um den Vergleich auch im Falle der Belastung nach Abb. 2 des Berichtes (d. h. an acht Stellen nahe der Plattenmitte) durchzuführen, so wollen wir diesen Fall vorläufig beiseite lassen und wenden uns dem praktisch wichtigsten Falle einer gleichförmig verteilten Belastung zu, die näherungsweise durch 16 (bei quadratischen Platten) bzw. 24 (bei rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 3:2) und 32 (bei rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 2:1) gleiche Einzellasten ersetzt worden war.

Dieser Umstand, daß bei einer analogen Nachahmung der gleichförmigen Belastung eines Balkens durch vier gleiche Einzellasten das Biegemoment in der Mitte nicht geändert wird, beweist offenbar noch nicht, daß dasselbe auch für Platten gilt. Es findet dabei bereits beim Balken eine Änderung des Biegungs Pfeiles statt, und zwar an Stelle des Wertes

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{P l^3}{E J}$$

bekommen wir bei vier Einzellasten $\frac{P}{4}$:

$$= \frac{5,125}{384} \cdot \frac{P l^3}{E J},$$

d. h. um 2,5% mehr. Für eine quadratische Platte ist soeben im Falle 16 gleicher Punktlasten $\frac{P}{16}$ (für $B_1 = B_2 = B$) gefunden worden:

$$= 0,00465 \frac{P a^2}{B},$$

während der entsprechende Zahlenbeiwert bei genau gleichförmig verteilter Belastung (Zahlentafel im § 2 (23)) 0,00406 beträgt. Der Unterschied erreicht jetzt bereits rd. 14,5%, wird aber gewiß ziemlich stark herabgesetzt, wenn man berücksichtigt, daß die Einzellasten auf die Kreisflächen von 90 mm Dmr. gewirkt haben. Dies könnte auch, wenigstens mit großer Annäherung, auf Grund der gewonnenen Formeln errechnet werden, wir sehen aber davon ab, da die anderen, nicht so genau bestimmbaren Einflüsse, diese Ungenauigkeit verdecken können.

Alle Einflüsse mögen in zwei Gruppen geteilt werden, je nachdem sie, wie der soeben behandelte, vergrößernd auf den Biegungs Pfeil, die Biegemomente u. dgl. wirken, oder diese Größen abmindern. Zu der ersten gehört außer

- Ia) der Konzentrierung der Belastung an 16 Kreisflächen, noch
- Ib) die Nachgiebigkeit der Auflagergeraden,
- Ic) das Abheben der Ecken wegen Mangels an der von der Theorie geforderten Abstützung der Ecken von oben,
- Id) die Verkleinerung des Dehnungsmoduls für Beton (E_b), besonders bei kleinen Spannungen, infolge der Verstärkung der Bewehrung durch enger gelegte Stäbe, welche das Stampfen des Betons erschwert, und
- Ie) das Abnehmen von E_b mit der Vergrößerung der Spannungen.

Zu der zweiten Gruppe zählen wir vor allem:

- IIa) das notwendige Hinausragen der Plattenränder über die Auflagergeraden,
- IIb) das Abnehmen der Querdehnungszahl m bei wachsenden Spannungen, ferner bei größeren Durchbiegungen,
- IIc) die Hinderung der gegenseitigen Annäherung der parallelen Ränder,
- IId) eine allerdings kleine Abnahme der Spannweite infolge der angewendeten Stützung durch feste Walzen, und
- IIe) die Verkleinerung der Biegemomente, welche vom Eigengewicht der Platte herrühren, durch das Eigengewicht der hinausragenden Teile derselben.

Der Einfluß IIb wird im Produkte

$$\frac{m^2}{m^2 - 1} E_b = E_b'$$

durch den Einfluß Ie reichlich überwogen. Der Einfluß IIc könnte nur bei dünneren Platten und großen Durchbiegungen sich bemerkbar machen. Der Einfluß IId dürfte immer unbe-

deutend bleiben. Eine größere Bedeutung kann dafür der Einfluß IIa haben, da nach einer Schätzungsrechnung in H. 1924, S. 263 durch das Hinausragen der Plattenränder der Biegungs Pfeil und die Momente im Verhältnis:

$$1 : \left(1 + \frac{m-1}{m} \cdot \frac{\Delta F}{a^2} \right)$$

verkleinert werden, wenn ΔF die hinausragende Plattenfläche und a die Stützweite (der quadratischen Platte) bedeuten. Bei den in Rede stehenden Versuchen war $\Delta F = 2,1^2 - 2^2 = 0,41 \text{ m}^2$, daher bekommen wir bei der Annahme eines zwischen 8 und 5 liegenden Wertes von m (Kleinlogel):

$$1 : 1,09 \text{ und } 1 : 1,08$$

als entsprechende Abminderungsbeiwerte. Für rechteckige Platten wird dieser Einfluß desto kleiner, je mehr das Seitenverhältnis $a:b$ den Wert 1 übersteigt. Was den Einfluß IIc anbetrifft, so kann seine Abschätzung leicht dadurch erfolgen, daß man nicht das volle Plattengewicht als gleichförmig verteilte Belastung in Rechnung bringt, sondern bloß das Gewicht des mittleren rechteckigen Plattenteiles von der Länge $a - 2\Delta a$ und der Breite $b - 2\Delta b$. Dabei bezeichnen Δa und Δb , wie früher, die entsprechenden Breiten des hinausragenden Plattenstreifens.

Dieser Einfluß scheint gerade zu genügen, um die Einflüsse Ia, b, größtenteils aufzuheben. Es verbliebe dann noch Ic, d, e und IIb näher zu betrachten. Was den Einfluß Ic anbetrifft, so ist zu erwarten, daß er sich bei quadratischen Platten am stärksten bemerkbar machen wird, wenn aber bei rechteckigen Platten das Seitenverhältnis $a:b$ vom Werte 1 ziemlich viel abweicht, so muß dieser Einfluß bedeutend an Stärke verlieren. Für $a:b = 2$ dürfte er bereits unmerklich werden. In Id finden wir den einzigen Einfluß, welcher sich einer theoretischen Bestimmung bzw. Abschätzung entzieht und erst aus Versuchsergebnissen festgestellt werden konnte. Die Einflüsse Ie und IIb waren allgemein bereits aus früheren Zug- und Druckversuchen bekannt; für unseren Vergleich mit Plattenversuchen ist es aber am zweckmäßigsten, die für das Plattenmaterial direkt gefundenen Daten zu verwenden. So findet man auf Grund der Ergebnisse auf Seite 25 des Berichtes, für den Dehnungsmodul der elastischen Verlängerungen beim Zug (in kg/cm^2):

$$E_{bz} = 321\,000 - 3465 \sigma$$

als angenäherte Interpolationsformel. Daraus folgt das Verhältnis des Dehnungsmoduls des Betons zu demjenigen des Eisens (2 100 000):

$$1 : n_z = 0,1529 - 0,00165 \sigma.$$

Ähnlich bekommt man aus den Ergebnissen der Druckversuche (S. 28 des Berichtes) für den mittleren Modul der elastischen Zusammendrückungen:

$$E_{bd} = 297\,300 - 608,1 \sigma$$

$$1 : n_d = 0,1416 - 0,00029 \sigma$$

Beide Formeln für E_b stellen den Durchschnittswert des Dehnungsmoduls im Spannungsintervalle 0 bis σ dar.

Die Abnahme der Querdehnungszahl m (für Beton) läßt sich auf Grund der Kleinlogelschen Versuche²⁾ näherungsweise durch die Formel:

$$m = 2 + \frac{480}{\sigma + 60}$$

darstellen.

An Hand obiger Interpolationsformeln ist folgende Hilfstafel berechnet worden:

²⁾ Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen. „Arm. Beton“ 1912; S. 186.

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$\frac{E_{bz}}{1000} =$	321,0	303,7	286,4	269,0	251,7	234,4 kg/cm ²
$\frac{E_{bd}}{1000} =$	297,3	294,3	291,2	288,2	285,1	282,1 kg/cm ²
$m =$	10	9,38	8,86	8,40	8,00	7,65
$\frac{E'_{bz}}{1000} = \frac{m^2}{1000} \cdot \frac{E_{bz}}{m^2 - 1}$	324,2	307,2	290,1	272,9	255,7	238,4 kg/cm ²
$\frac{E'_{bd}}{1000} = \frac{m^2}{1000} \cdot \frac{E_{bd}}{m^2 - 1}$	300,3	297,7	295,0	292,4	289,7	287,0 kg/cm ²
$\frac{E'_b}{1000} = \frac{1}{2} \left(\frac{E'_{bz}}{1000} + \frac{E'_{bd}}{1000} \right)$	312,2	302,4	292,5	282,6	272,7	262,7 kg/cm ²
$n_z =$	6,54	6,92	7,33	7,80	8,34	8,96
$n_d =$	7,06	7,13	7,21	7,28	7,36	7,44

Nach dieser Vorbereitung wird jetzt die Zusammenstellung 19 einer Versuchserie mit quadratischen Platten nach Abb. 5 des Berichtes, belastet nach Abb. 3, in Betracht genommen. Bei drei Platten dieser Serie findet man folgende Durchschnittswerte:

- Die Plattenhöhe $h = 12,13$ cm
- die doppelte Breite der hinausragenden Streifen $2\Delta a = 10,12$ cm
- der gesamte Flächeninhalt $F = 4,414$ m²
- der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles $\Delta F = 0,414$ m²
- das Eigengewicht $G = 1271$ kg
- das Eigengewicht des (durch die Schwere) wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte $(2,0 - 0,1012)^2 = 3,605$ m² $G_1 = 1038$ kg
- der Durchmesser $d = 0,717$ cm
- und die Querschnittsfläche der Eisen-einlagen $f_e = 0,4038$ cm²
- die Betondicke unter den Einlagen $e = 1,7$ bzw. $1,0$ cm
- der Abstand der Einlagen $t = 9,3$ bzw. $10,0$ cm

Danach berechnen sich die reduzierten Trägheitsmomente im Stadium I, bezogen auf 1 cm der Querschnittsbreite, (an Hand der Formel 16) zu:

$$J_1^I = 148,73 + \frac{(n-1) 195,54}{279,36 + n - 1}$$

$$J_2^I = 148,73 + \frac{(n-1) 269,66}{300,4 + n - 1}$$

Die Werte, welche sich aus diesen Formeln bei entsprechenden Werten der unteren Randspannung σ ergeben, sind in nachstehender Tafel zusammengestellt. Es sind dabei für n näherungsweise die Werte n_z aus der obigen Tafel gesetzt worden.

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$J_1^I =$	152,53	152,79	153,06	153,38	153,73	154,10 cm ³
$J_2^I =$	153,61	153,94	154,30	154,70	155,15	155,65 cm ³
$\frac{1}{2} (J_1^I + J_2^I) =$	153,07	153,36	153,68	154,04	154,44	154,87 cm ³

Da die zusammengehörigen Werte von J_1^I und J_2^I nur wenig voneinander differieren, und das reduzierte Seitenverhältnis ε der betrachteten quadratischen Platten infolgedessen sehr wenig von 1 abweicht, so können J_1^I und J_2^I in nächstfolgenden Rechnungen näherungsweise durch das arithmetische Mittel $J^I = \frac{1}{2} (J_1^I + J_2^I)$ ersetzt werden.

Es entsteht jetzt die Frage, wie die Plattenbiegesteifigkeit B^I (im Stadium I) näherungsweise berechnet werden soll, um der Veränderlichkeit des Dehnungsmoduls für Beton möglichst einfach Rechnung zu tragen. Von einigen einfachsten Annahmen, die probeweise gemacht worden sind, hat sich am besten die Annahme

$$B^I = E'_b J^I$$

bewährt. Bezeichnet z_0 den Abstand der neutralen Achse von der Höhenmitte des Querschnitts, $W = \frac{J^I}{\frac{h}{2} - z_0}$ das Widerstandsmoment (bezogen auf die untere Randschicht) und $M = W\sigma$ das entsprechende Biegemoment, so ist für

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$\frac{B^I}{1000} = \frac{E'_b J^I}{1000} =$	49 625	47 112	44 583	42 037	39 490	36 922 kgcm
$z_0 =$	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15 cm
$W =$	25,64	25,73	25,83	25,93	26,04	26,15 cm ²
$M = W\sigma =$	0	128,65	258,3	388,95	520,8	653,7 kg

Theoretisch ist bei gleichförmig verteilter Belastung das Biegemoment in der Mitte einer quadratischen isotropen Platte:

$$M = \left(1 + \frac{1}{m}\right) \cdot 0,0358 q a^2.$$

Setzt man hier die obigen Werte von M , sowie die entsprechenden Werte von m ein und löst die Gleichung nach $q a^2 = P$ auf, so ergibt sich als erforderliche Gesamtbelastung:

$P =$	0	3158	6306	9445	12 580	15 706 kg
-------	---	------	------	------	--------	-----------

Da bei den Versuchen die Wirkung des Eigengewichtes nicht gemessen werden konnte, so muß sie jetzt ausgeschaltet werden, indem man von obigen Werten 1038 kg abzieht. Es entspricht also den (rechnungsmäßigen) Randzugspannungen:

$\sigma =$	5	10	15	20	25 kg/cm ²
------------	---	----	----	----	-----------------------

die anzubringende Belastung:

$P =$	2120	5268	8407	11 542	14 668 kg
-------	------	------	------	--------	-----------

Die Randspannungen und die Biegesteifigkeiten, welche den wirklich bei Versuchen angebrachten Belastungen $P = 3000, 6000, \dots$ kg unter Berücksichtigung des Eigengewichtes entsprechen, werden jetzt durch einfache Interpolation bestimmt. Man bekommt auf diese Weise:

für $P =$	3 000	6 000	9 000	12 000	15 000 kg
$\sigma =$	6,40	11,17	15,94	20,73	25,53 kg/cm ²
$\frac{B^I}{1000} =$	46 404	43 987	41 558	39 115	— kgcm

Wird jetzt der Biegungspfeil nach der theoretischen Formel

$$f = 0,00406 \frac{P a^2}{B}$$

berechnet, so ist:

für P =	3 000	6 000	9 000	12 000 kg.
f =	0,0105	0,0222	0,0352	0,0498 cm

während die entsprechenden mittleren Werte der gemessenen Durchbiegungen in der Plattenmitte nach der Zusammenstellung 19

f =	0,0108	0,0240	0,0383	0,0550 cm
-----	--------	--------	--------	-----------

betragen. Daraus folgt:

$\frac{f_{\text{gem.}}}{f_{\text{theor.}}}$ =	1,03	1,08	1,08	1,10
---	------	------	------	------

Bereits mit Rücksicht auf die Genauigkeit der Einzelmessungen, die nach Angaben des Berichtes bei 0,001 cm lag, sowie auf die Abweichungen des Dehnungsmoduls des Betons einer einzelnen Platte bzw. einer Plattenserie von dem in Rechnung gebrachten Mittelwerte aller Bestimmungen erscheint dies Ergebnis als eine gute Bestätigung der theoretischen Formeln, allerdings für Belastungen unter der „Rißbildungslast“. Oberhalb dieser Last ist eine derartige Übereinstimmung der Theorie mit den Messungen der Durchbiegung offenbar nicht zu erwarten, da unter diesen Bedingungen die Biegesteifigkeit dieses mittleren Plattenteiles, der sich bereits im Stadium II befindet, sehr stark von der Biegesteifigkeit jener übrigen Plattenteile abweicht, welche noch im Stadium I verbleiben. Die bewehrte Betonplatte wirkt dann etwa so wie eine isotrope, aus zwei fest verbundenen Teilen von verschiedener Dicke bestehende Platte. Dazu wechselt noch die Grenzlinie der beiden Gebiete von großer und kleiner Biegesteifigkeit mit der Höhe der Belastung. Diese Tatsache, daß die gemessenen Biegungspfeile die berechneten ein wenig übersteigen, könnte angesichts der zahlreichen angeführten Einflüsse auf verschiedene Weise gedeutet werden; es wäre jedoch verfrüht, bereits jetzt eine Erklärung für diese Abweichung zu suchen, bevor noch einige andere Versuchsserien zum Vergleiche herangezogen werden. Wir nehmen deshalb noch drei Versuchsserien in Betracht, und zwar eine zweite mit quadratischen Platten (Zusammenstellung 16 des Berichtes), eine dritte mit rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 3:2 (Zus. 29 d. B.) und die vierte mit rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 2:1 (Zus. 30 d. B.).

Versuchsserie laut Zusammenstellung 16 des Berichtes.

Quadratische Platten nach Abb. 1 (a = b = 2 m), belastet nach Abb. 3 des Berichtes.

Man findet folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe	h = 12,2 cm
die doppelte Breite der hinausragenden Streifen	2 Δ a = 10,05 cm
der gesamte Flächeninhalt	F = 2,1005 ² = 4,412 m ²
der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles	Δ F = 0,412 m ²
das Eigengewicht	G = 1282 kg
das Eigengewicht des wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte (2 - 0,1005) ² = 3,608 m ²	G ₁ = 1049 kg
der Durchmesser	d = 0,715 cm
und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen	f _e = 0,4015 cm ²
die Betondicke unter den Einlagen	e = 1,7 bzw. 1,0 cm
der Abstand der Einlagen	t = 10,0 cm

Auf Grund dieser Daten und der oben ermittelten Werte der Elastizitätskonstanten sind folgende Größen genau so wie im obigen Falle berechnet worden:

$$J_1^I = 151,32 + \frac{199,37(n-1)}{303,8+n-1}$$

$$J_2^I = 151,32 + \frac{274,40(n-1)}{303,8+n-1}$$

Für

σ =	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
J ₁ ^I =	154,89	155,14	155,40	155,71	156,05	156,41 cm ³
J ₂ ^I =	156,24	156,58	156,35	157,36	157,82	158,33 cm ³
J ^I = $\frac{1}{2}(J_1^I + J_2^I)$ =	155,56	155,86	156,18	156,53	156,93	157,37 cm ³
$\frac{E'_{bz} J^I}{1000} = \frac{B^I}{1000}$ =	53 233	47 881	45 309	42 717	40 127	37 517 kgcm
z ₀ =	0,079	0,085	0,092	0,099	0,105	0,112 cm
W =	25,84	25,91	26,00	26,08	26,18	26,28 cm ²
M = W σ =	0	129,55	260,00	391,20	523,60	657,00 kg
P =	0	3 181	6 349	9 501	12 650	15 790 kg

Nach Abzug von G₁ = 1049 kg verbleibt:

P =	2 132	5 300	8 452	11 601	14 741	kg
P =	3 000	6 000	9 000	12 000	15 000	kg
σ =	6,37	11,11	15,87	20,63	25,41	kg/cm ²
$\frac{B^I}{1000}$ =	47 176	44 734	42 266	39 798	37 303	kgcm
f _{theor.} =	0,0103	0,0218	0,0346	0,0490	0,0653	cm
f _{gem.} =	0,0097	0,0229	0,0335	0,0522	0,0740	cm ³)
$\frac{f_{\text{gem.}}}{f_{\text{theor.}}}$ =	0,94	1,05	1,03	1,06	1,13	

Versuchsserie laut Zusammenstellung 29 des Berichtes.

Rechteckige Platten nach Abb. 15 (a = 3 m, b = 2 m), Belastung nach Abb. 35 des Berichtes.

Man findet folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe	h = 12,13 cm
die doppelte Breite der hinausragenden Streifen	2 Δ a = 10,13, 2 Δ b = 10,00 cm
der gesamte Flächeninhalt	F = 6,513 m ²
der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles	Δ F = 0,513 m ²
das Eigengewicht	G = 1883 kg
das Gewicht des wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte (3 - 0,1013) · (2 - 0,1) = 5,5075 m ²	G ₁ = 1595 kg
der Durchmesser	d = 0,695 cm
und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen	f _e = 0,3794 cm ²
die Betondicke unter den Einlagen	e = 1,7 bzw. 1,0 cm
der Abstand der Einlagen	t = 10,0 cm

³) Diese Zahl gehört ausnahmsweise einer einzigen Platte zu, da in beiden anderen bereits früher Risse entstanden, was eine starke Vergrößerung der Durchbiegung zur Folge gehabt hat.

Daraus folgt:

$$J_1^I = 148,73 + \frac{195,5(n-1)}{319,7+n-1}$$

$$J_2^I = 148,73 + \frac{269,7(n-1)}{319,7+n-1}$$

Für

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$J_1^I =$	152,06	152,29	152,53	152,80	153,12	153,48 cm ³
$J_2^I =$	153,32	153,63	153,97	154,35	154,78	155,28 cm ³
$\varepsilon = \frac{a^4}{b^4} \frac{J_2^I}{J_1^I} =$	1,503	(im Mittel 1,504)				1,505
$\frac{E'_{b,z} J_2^I}{1000} = \frac{B_2^I}{1000} =$	52 466	47 195	44 667	42 122	39 578	37 019 kgcm
$z_0 =$	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15 cm
$W_2 =$	25,68	25,78	25,88	25,99	26,10	26,25 cm ²
$W_2 \sigma = M_2 =$	0	128,9	258,8	389,8	522,0	656,3 kg

Nach der Tafel im § 1 entspricht dem Mittelwerte $\varepsilon = 1,504$:

$$M_2 = \left(0,0730 + \frac{1}{m} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \cdot 0,0280\right) q b^2$$

folglich für:

σ	0	10	15	20	25 kg/cm ²
$\frac{M_2}{q b^2} =$	0,0760	0,0762	0,0764	0,0765	0,0767
$a b q =$	2 544	5 094	7 657	10 240	12 840 kg

Nach Abzug von $G_1 = 1595$ kg verbleibt:

$P =$	949	3 499	6 062	8 645	11 245 kg
$P =$	3 000	6 000	9 000	12 000	kg
$\sigma =$	9,02	14,88	20,68	26,45	kg/cm ²
$\frac{E'_{b,z} J_2^I}{1000} = \frac{B_2^I}{1000} =$	45 162	42 183	39 230	36 277	kgcm
$q =$	0,05	0,10	0,15	0,20	kg/cm ²
$f = 0,00774 \frac{q b^4}{B^2} =$	0,0137	0,0294	0,0473	0,0683	cm
$f_{gem.} =$	0,0117	0,0267	0,0437	0,0620	cm
$\frac{f_{gem.}}{f_{theor.}} =$	0,85	0,91	0,92	0,91	

Versuchsserie laut Zusammenstellung 30 des Berichtes.

Rechteckige Platten nach Abb. 16 ($a = 4$, $b = 2$ m), belastet nach Abb. 36 des Berichtes.

Man findet folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe $h = 12,13$ cm
 die doppelte Breite der hinausragenden Streifen $2 \Delta a = 10,3$, $2 \Delta b = 10,17$ cm
 der gesamte Flächeninhalt $F = 8,623$ m²
 der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles $\Delta F = 0,623$ m²
 das Eigengewicht $G = 2481$ kg

das Gewicht des wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte

$(4 - 0,103) \cdot (2 - 0,1017) = 7,398$ m² $G_1 = 2129$ kg
 der Durchmesser $d = 0,692$ cm
 und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen $f_e = 0,3761$ cm²
 die Betondicke unter den Einlagen

$e = 1,7$ bzw. $1,0$ cm
 der Abstand der Einlagen $t = 10,0$ cm

Daraus folgt:

$$J_1^I = 148,73 + \frac{195,5(n-1)}{322,5+n-1}$$

$$J_2^I = 148,73 + \frac{269,7(n-1)}{322,5+n-1}$$

Für

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$J_1^I =$	153,03	152,26	152,50	152,76	153,08	153,44 cm ³
$J_2^I =$	153,28	153,59	153,92	154,30	154,72	155,22 cm ³
$\varepsilon = \frac{a^4}{b^4} \frac{J_2^I}{J_1^I} =$	2,006 (im Mittel)					

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$\frac{B_2^I}{1000} =$	52 453	47 182	44 653	42 108	39 562	37 005 kgcm
$W_2 =$	25,67	25,77	25,87	25,98	26,11	26,25 cm ²
$M_2 =$	0	128,9	258,7	389,7	522,2	656,2 kg

Nach der Tafel im § 1 entspricht dem Mittelwerte $\varepsilon = 2,006$:

$$M_2 = \left(0,0967 + 0,0174 \frac{1}{m} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right) q b^2,$$

folglich für:

$\sigma =$	5	10	15	20	25 kg/cm ²
$\frac{M_2}{q b^2} =$	0,0986	0,0987	0,0988	0,0989	0,0990
$a b q =$	2 614	5 242	7 889	10 560	13 257 kg

Nach Abzug von $G_1 = 2129$ kg verbleibt:

$P =$	485	3 113	5 760	8 431	11 128 kg
$P =$		4 000	8 000		12 000 kg
$\sigma =$		11,68	19,19		26,62 kg/cm ²
$\frac{B_2^I}{1000} =$		43 798	39 974		36 177 kgcm
$f = 0,01015 \frac{q b^4}{B^2} =$		0,0185	0,0406		0,0673 cm
$f_{gem.} =$		0,0145	0,0342		0,0598 cm
$\frac{f_{gem.}}{f_{theor.}} =$		0,784	0,842		0,888

Wenn wir die Schlussergebnisse obiger Vergleiche im Zusammenhang betrachten, so fällt sofort auf, daß mit der Vergrößerung von ε das Verhältnis $f_{gem.} : f_{theor.}$ abnimmt. Dies weist auf die hervorragende Rolle solcher Einflüsse der Gruppe I hin, die für quadratische Platten am stärksten sind und mit

der Vergrößerung von ε abnehmen. Diese Eigenschaft besitzen tatsächlich die Einflüsse Ia und Ic, denn erstens wird durch die Konzentrierung der Belastung einzelner Teilquadrate in ihren Mittelpunkten der Biegungspeil bei der quadratischen Platte um rd. 14,5%, bei der unendlich langen Platte um 2,5% vergrößert, und zweitens verschwindet der Einfluß des freien Abhebens der Ecken offenbar für sehr lange Platten, wengleich er bei den Platten, welche wenig von der quadratischen Form abweichen, ziemlich stark sein muß.

Diesen Einflüssen kann nur das Hinausragen der Plattenränder (Einfl. IIa) entgegengestellt werden, da dieser Einfluß den Biegungspeil der untersuchten quadratischen Platten um rd. 8,5% verkleinert. Er kann aber die beiden ersten Einflüsse nur teilweise kompensieren, und es bleibt gewiß genug übrig, um das Abnehmen des Wertes von $f_{gem.} : f_{theor.}$ mit der Vergrößerung von ε zwanglos zu erklären. Außerdem ließe sich eine weit bessere Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Werte durch die entsprechende Erhöhung der Plattenbiegesteifigkeit erreichen. Dies war vorauszusehen, weil die Biegesteifigkeit vom Werte des Dehnungsmoduls in allen Fasern abhängen muß, nicht aber von einem einzigen Werte, welcher der Randfaser entspricht und infolgedessen kleiner ist als der in Rechnung zu bringende reduzierte Zwischenwert.

Es ist fraglich, ob es sich lohnen würde, diese Sache schon jetzt zu verfolgen, solange der wichtige Einfluß des ungehinderten Abhebens der Ecken sich nicht genauer bestimmen läßt.

Aus demselben Grunde soll vorläufig auf die eingehende Prüfung der theoretischen Momentenformeln verzichtet werden, allerdings mit dem Hinweis auf eine diesbezügliche einfache und schöne Untersuchung von Prof. Dr. E. Mörsch⁴⁾, welcher aus den Plattenversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton die Momentenformel

$$M = \frac{q a^2}{21,76}$$

für quadratische Platten (bei der Höchstlast) ableitete. Dieses Ergebnis läßt sich leicht in vorzügliche formelle Übereinstimmung mit der theoretischen Formel bringen, wenn man $m = 4$ setzt. Dann ist

$$M = 0,0368 \left(1 + \frac{1}{m}\right) q a^2 = 0,046 q a^2 = \frac{q a^2}{21,74}$$

Daraus darf aber nicht geschlossen werden, daß bei den Höchstspannungen des Betons m wirklich gleich 4 wird, denn in der Ableitung des Wertes 21,76 sind die oben besprochenen Einflüsse unberücksichtigt geblieben.

⁴⁾ „Deutsche Bauzeitung“, Mitteil. 1916, Nr. 3.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Versuchstalsperre am Stevenson-Creek in Californien.

Neben anderen Untersuchungen an Staumauern, Schwergewichtsmauern in Gewölbeform und aufgelösten Sperrmauern sollen an einer Gewölbe-Staumauer am Stevenson-Creek in Californien, einem Nebenfluß des bei San Francisco ins Goldene Horn mündenden San-Joaquin-Flusses Untersuchungen in großzügiger Weise und in größerem Umfange durchgeführt werden, deren Ergebnisse eine einwandfreie Grundlage für die Berechnung von Staumauern bilden sollen; im besonderen sollen dadurch Grundlagen der Berechnung geschaffen werden, die die erforderliche Sicherheit mit der größtmöglichen Wirtschaftlichkeit verbinden.

Die für diese Zwecke projektierte Sperrmauer hat einen Krümmungsradius von 30,50 m an der Krone, eine größte Höhe von 18,30 m, eine Stärke an der Sohle von 2,29 m, in 9,2 m Höhe über der Sohle von 0,61 m; diese Stärke geht bis zur Mauerkrone durch (Abb. 1a). Die Baustelle liegt hinsichtlich der Untergrundverhältnisse außerordentlich günstig. Der Baugrund besteht aus gesundem, hartem Granit, sodaß sich eine zur Mittelachse der Mauer symmetrische Gründungssohle herstellen läßt; daraus wiederum ergeben sich einfache und übersichtliche Spannungsverhältnisse. Mit Rücksicht auf die schluchtartigen Talhänge kann der Staubeckeninhalt klein gehalten werden; für die 18,30 m hohe Mauer ist die Wassermenge zu 4350 m³ ermittelt worden. Das Vorhandensein einer Seitenöffnung eines Druckstollens läßt gleichfalls diese Baustelle bevorzugt erscheinen, da durch ihn die Sperre in kurzer Zeit, und zwar in kaum zwei Stunden, gefüllt werden kann. Der Stevenson-Creek-Bach selbst ist sehr wasserarm, so daß er ohne Einfluß auf die geplanten Versuche ist.

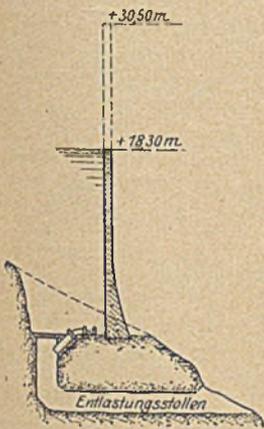


Abb. 1a.

In die Betonmauer, die eine Kronenlänge von etwa 46 m besitzt, und deren beiderseitige Maueranschlüsse einen an der Sohle abgerundeten Winkel von 45° bilden (Abb. 1b), werden rd. 150 elektrische Fern-Spannungsmesser eingebaut, die die Deformation im Innern und an der Oberfläche, auch unter Wasser, mit großer Genauigkeit zu messen gestatten. Mit ihnen sind elektrische Thermometer verbunden, die die Beobachtung der Temperaturänderungen der Mauer zulassen. Die an der Luftseite der Mauer angesetzten gewöhnlichen Spannungsmesser geben ein entsprechend genaues Bild der Spannungsverteilung für die verschiedensten Belastungs- und Temperaturverhältnisse. Sie sind im einzelnen derart angeordnet, daß auch die Formänderungen mit mehrfacher gegenseitiger Kontrolle gemessen werden können.

Dicht vor der Sperrmauer werden drei eiserne, durch unabhängige Holzverkleidung gegen Wind und Temperatureinflüsse geschützte

Türme errichtet, von denen aus die Durchbiegungen des Gewölbes durch horizontale in die Mauer eingelassene Meßarme auf Registrierstreifen übertragen werden (Abb. 1c).

Sämtliche Untersuchungen sollen bereits während des Baues in Angriff genommen werden. Nachdem dann letzten Endes die Span-

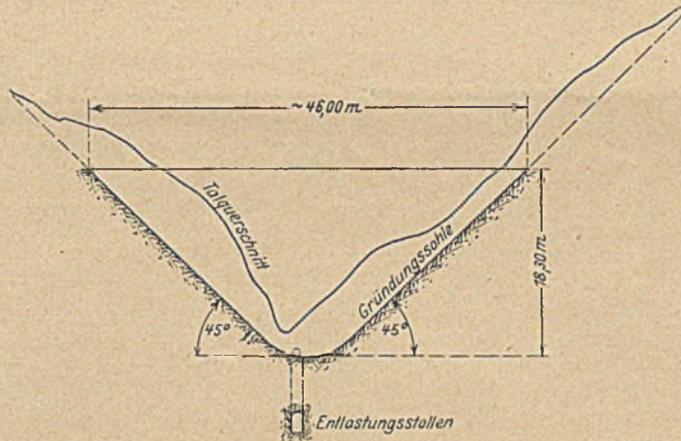


Abb. 1b.

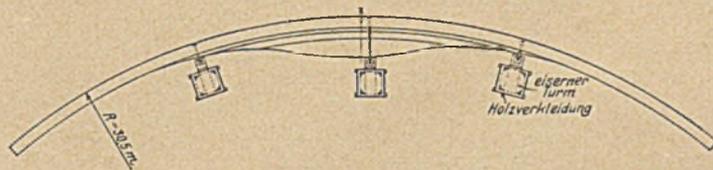


Abb. 1c.

nungsverhältnisse am unbelasteten fertigen Bauwerk ermittelt worden sind, soll das Wasser eingelassen und dabei in Spiegelabständen von 3 zu 3 m vollständige Beobachtungsreihen ausgeführt werden; und umgekehrt sollen die Messungen bei fallendem Wasserspiegel die Spannungen des entlasteten Bauwerks ergeben.

Im Anschluß an diese Messungen wird die Mauer in ihrer oberen Stärke in Gewölbestreifen von je 3 m bis zu einer Gesamthöhe von etwa 25 bis 30 m hochgegossen und bis zum Eintritt von Zugrissen in horizontaler und vertikaler Richtung bzw. bis zum erfolgten Bruch belastet, währenddessen die Spannungsmessungen der jeweils höheren Belastung erfolgen sollen. (Le Génie Civil 1926, Bd. 88, Nr. 1, S. 9 und Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 2, S. 13.) E.

Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin für das Elektrizitätswerk von Genua.

(Mit 4 Zeichnungen und 1 Abbildung.)

Die Anlage besteht aus dem Stausee im Tale des Gebirgsflusses Orba bei Molare mit einer Sperrmauer quer durch das Tal und einer Abschlußmauer für eine Senke im Bergrücken der linken Tal- seite, dem Entnahmewerk, dem Druckstollen und Wasser- schloß, der Druckrohrleitung, dem Kraftwerk und dem Entlastungskanal, dem Aus- gleichbecken mit beweg- lichem Wehr und Neben- anlagen.

Der Stausee hat bei voller Füllung, die an der Sperrmauer 44 m über die Talsohle reicht, 5 km Länge und 18 Mill. m³ Inhalt, ein Niederschlagsgebiet von 1,1 km² und im Jahres- durchschnitt einen Zufluß von 5 m³/sec, der bei 110 m ausnützbarem Gefälle theo- retisch 7500 PS und die Erzeugungsmöglichkeit von 20 Mill. Kilowattstunden jährlich ergibt.

Die Sperrmauer ist nach der Schwergewichts- art mit rd 200 m Krümmungs- halbmesser aus Zementbeton auf Felsgrund erbaut und hat im unteren Teile drei Reihen von Hohlräumen, die mit trocknen Stein- und Abfallmassen ausgefüllt sind und nach der Talseite der Mauern entwässern. Zur Abführung der Hochwässer und zur Ent-

Streichwehr am rechten Talhang von 68 m Länge mit 1,3 m Überfall- höhe und seitlichem Ableitungsgerinne, endlich 12 selbsttätige Heber der Bauart Heyn mit 2 x 3 m Querschnitt. Diese Vorrichtungen können 55 + 150 + 150 + 500, zusammen rd 850 m³ in der Sekunde abführen. Die Heber sind eingebaut worden, weil behördlicherseits kein Wasserabsturz über die Mauer, sondern nur ein glattes Hinunter- schießen gestattet wurde. Sie sind in Eisenbeton ausgeführt mit einer eintauchenden Haube am Einlauf zur Abhaltung von Schwimmkörpern, gehen in Gruppen zu dreien selbst- tätig an bei kleinen Ab- stufungen in der Über- schreitung des Höchststaus und schalten sich durch Lufteinlaßrohre selbsttätig ab beim Unterschreiten ihres Stauzieles. Durch dichten Zementputz, mehrfachen Inertolanstrich, einen Ent- wässerungsstollen in der ganzen Mauerlänge mit lot- rechten Sickerrohren bis zum Höchststau ist die Mauer gegen Auftrieb durch Sicker- wasser gesichert. Während des Baues wurde der Fluß durch den obengenannten 5 m weiten Stollen und durch einen gewölbten Grundablaß von 1,4 m Weite abgeleitet, der zuletzt durch verzahnte Betonpfropfen bis auf das 1,80 m weite Ablaßrohr geschlossen und an dessen beiden Seiten die Sperr- mauer durch Strebepfeiler

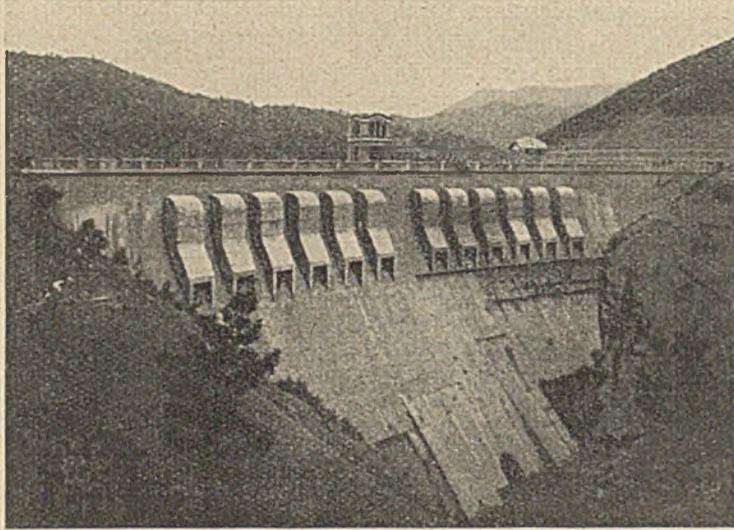


Abb. 1.

verstärkt wurde. Die seitliche Abschlußmauer ist in gleicher Weise wie die Sperrmauer gebaut, an der höchsten Stelle (rd 15 m über Gelände) durch kräftige Vorlagen am Fuße gesichert und, da sie

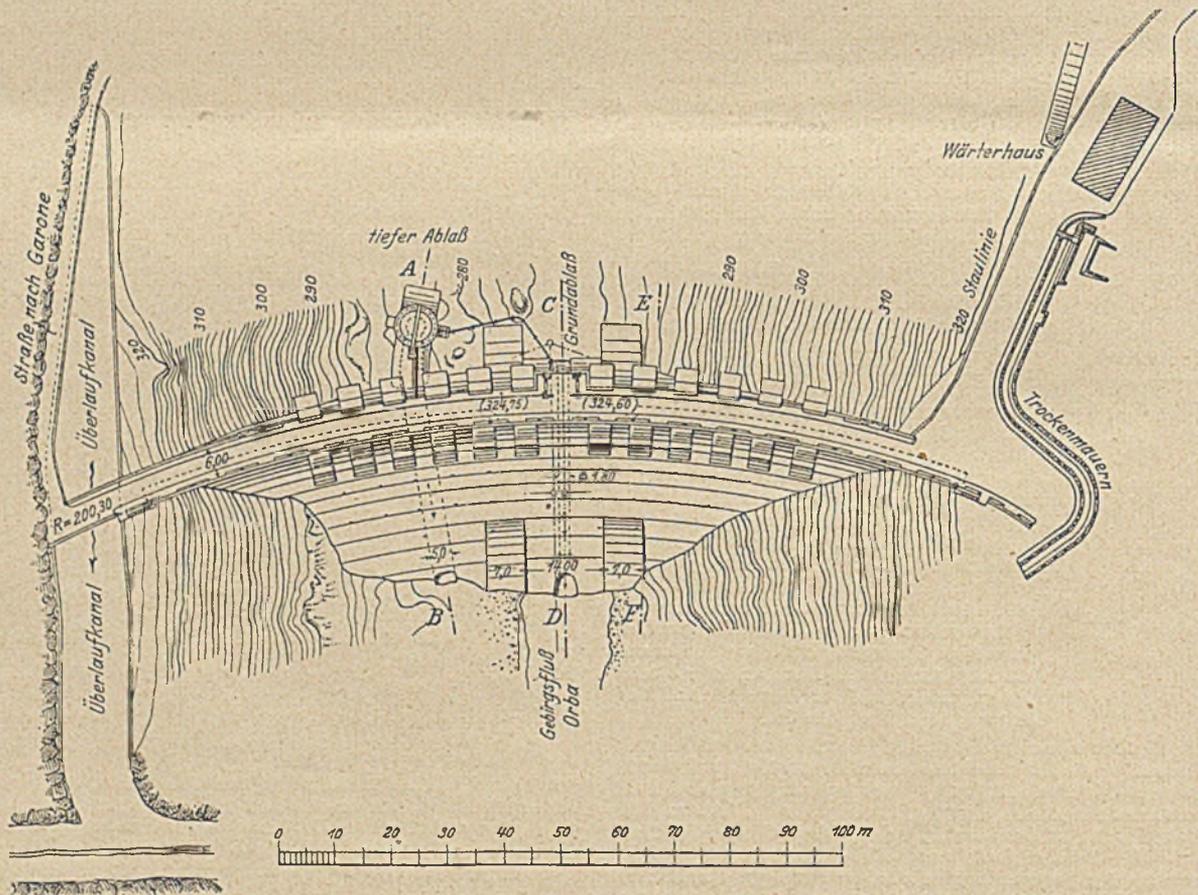


Abb. 2.

leerung des Stausees dienen ein Grundablaßrohr von 1,8 m Lichtweite mit Absperrschieber und Notverschluß am Einlauf, ein Stollen von 5 m Weite durch die Mauer mit aufgebogenem Rohransatz, der 26,5 m unter dem Höchststau durch ein Glockenventil geschlossen ist, ein

gerade läuft, durch drei Dehnungsfugen getrennt, die durch Halb- kreiszylinder aus Kupferblech zwischen Saumeisen gedeckt sind. Das Betriebswasser wird durch einen 60 m langen Voreinschnitt mit Böschungs- und Sohlpflaster in Zementmörtel dem Druckstollen

oberhalb der seitlichen Abschlußmauer zugeführt, dessen Einlauf trompetenartig ausgerundet und durch einen zweifeldrigen schrägen, auf Rollen hochziehbaren Rechen geschützt ist. Am Absperrschieber hinter dem Einlauf ist der Durchmesser der Leitung von 3 auf 2 m

das 7 m unter die Stollensohle reicht und eine besondere Entwässerungsleitung hat. Die 423 m lange Druckrohrleitung zweigt 30 m oberhalb des Wasserschlosses aus dem Druckstollen ab, hat an der Abzweigung 3 m, nach 8 m Übergangslänge 2,50 m Lichtweite und besteht aus genieteten Stahlrohren, die an den Ausdehnungsstellen auf Mauerblöcken, sonst auf Metallgleitsätteln ruhen. Das Druckrohr hat drei selbsttätige Luftventile und am Ende vor der Verzweigung in die 4 Turbinenleitungen ein selbsttätiges Absperrventil.
(Fortsetzung folgt.)

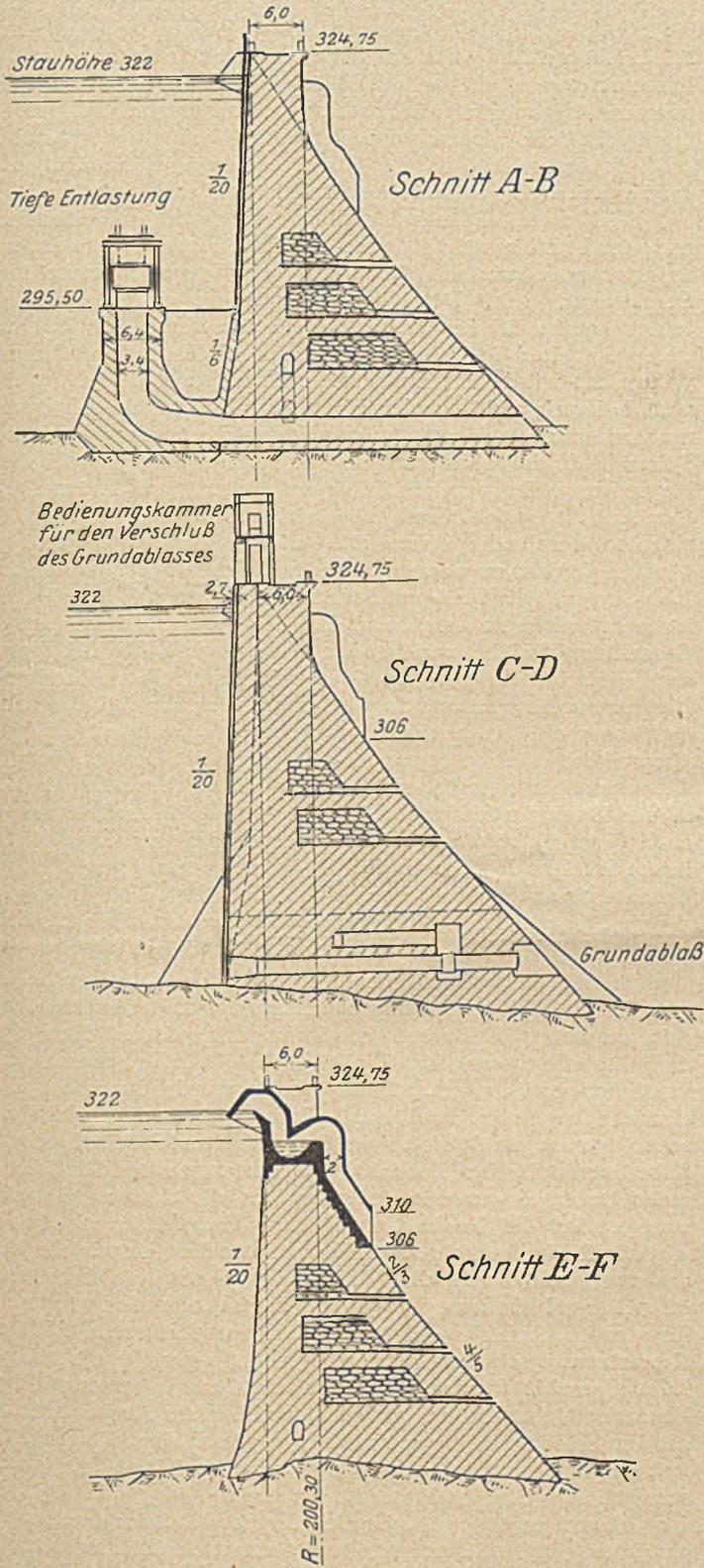


Abb. 3.

eingeschränkt, aber durch langgezogene kegelförmige Übergänge und Entlüftung für gute Strömung gesorgt.

Der Druckstollen von 2,7 km Länge mit 24 m³ größtem Abfuhrvermögen hat 3 m Durchmesser und ist an Stellen mit ungenügender Festigkeit des Gebirges mit Eisenbeton ausgekleidet. Für den Bau sind sechs Seitenstollen vorgetrieben worden und die Verbindung mit dem Druckstollen durch wasserdichte eiserne Türen aufrecht erhalten geblieben. Der Druckstollen endet in einem Wasserschloß (Schacht) von 10 m, im oberen Teil von 16 m Durchmesser,

Verluste an Stauhöhe durch Krümmungen und Abzweigungen in Wasserleitungen.

Anlässlich des 3. internationalen Wasserkraftkongresses, der vom 4.—8. Juli 1925 in Grenoble stattgefunden hatte (er war von etwa 400 Delegierten aus den verschiedensten Ländern besucht), gab A. Bouchayer einen Bericht über die Verluste an Stauhöhe durch Krümmungen und Abzweigungen in Wasserleitungen. Erläutert wurden die Ausführungen durch Experimente, die im Beauvert-Laboratorium ausgeführt wurden.

Das benutzte Rohr hatte eine Länge von 77,25 m, sein Durchmesser betrug 300 mm. Von der Wassereinführungsstelle ab verlief das Rohr 18,87 m gerade, dann kam mit einem Radius von 900 mm eine Krümmung von 30°, es folgte ein gerades Stück von 12 m Länge mit einer anschließenden Krümmung um 90°, dann 18 m gerade mit einer Krümmung um 120° und endlich 12 m gerade mit einer Krümmung um 60°, der ein 12 m langes Schlußrohr folgte. Die Krümmungen folgten einander in entgegengesetzter Richtung, sie hatten alle den gleichen Krümmungsradius von 900 mm. Man hatte also 4 Krümmungen zwischen verhältnismäßig beträchtlichen geraden Stücken.

Es wurden vier Versuchsreihen ausgeführt mit einer sekundlichen Wassermenge von 138 l, 107,8 l, 82,5 l und 70,3 l, die entsprechenden Wassergeschwindigkeiten betragen $v = 1,955, 1,525, 1,165$ und $0,995$ m/sec. Das ganze 77,25 m lange Rohr wurde vorher im geraden Zustand auf Reibungsverluste bei denselben Durchflussumengen untersucht. Die folgende Tabelle stellt die ermittelten Kurvenverluste dar, von denen die normalen Reibungsverluste (beim Rohr ohne Krümmungen) abgezogen sind.

Kurvenverluste in mm.

Fließgeschwindigkeit in m/sec	0,995 mm	1,165 mm	1,525 mm	1,955 mm
Verlust bei 30° Krümmung	9,5	12,75	18,75	30,75
„ „ 60° „	3,25	4,75	5,5	9,25
„ „ 90° „	10,25	14,5	24,0	39,75
„ „ 120° „	15,25	21,75	37,5	60,75

Die augenscheinliche Anormalität, die sich bei der 60°-Krümmung zeigte, wurde im Bericht nicht erklärt.

Weitere Versuche wurden zur Bestimmung der Druckverluste in den Abzweigungen gemacht. Dabei wurden drei Fälle unterschieden. Bei einer geraden Gabelung betrug der Verlust für die Abzweigung bei einer Geschwindigkeit von 1,965 m 281 mm. Wurde die Verbindung mit Hilfe eines konischen Rohrstückes hergestellt, so verminderte sich der Druckverlust recht bedeutend. Er betrug 169 mm bei einer Geschwindigkeit von 1,995 m. Noch günstigere Resultate ergab eine gekrümmte Abzweigung, wo bei derselben Geschwindigkeit von 1,995 m nur ein Verlust von 151 mm festgestellt wurde. Die gemeinsame Formel für die Bestimmung des Druckverlustes lautet $C = \frac{b v^2}{2g}$, wobei b entsprechend den angeführten drei Fällen die Werte $\sqrt{2}, 0,83$ und $0,750$ annimmt (v bedeutet die Geschwindigkeit).

Dipl.-Ing. Kurt Safranetz.

Personalien.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig haben unterm 26. I. 1926 nachbenanntem Herrn die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen: Herrn Staatsminister a. D. Dr. jur. et phil. h. c. Friedrich Schmidt-Ott in Berlin-Steglitz, Präsidenten der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft, in Anerkennung seiner Verdienste um die Entwicklung des deutschen Unterrichts- und Hochschulwesens, sowie um die Förderung der Wissenschaft und Technik durch großzügige Unterstützung der Institute, Laboratorien und sonstigen wissenschaftlichen Einrichtungen der deutschen Hochschulen, insbesondere der Technischen Hochschule Danzig in seiner Eigenschaft als Präsident der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft.

Anlässlich der Einweihung der neuen Turn- und Festhalle der Technischen Hochschule Darmstadt wurden wegen ihrer Verdienste um diesen Bau, die Hochschule bzw. um die technischen Wissenschaften zu Ehrensenatoren der Darmstädter alma mater ernannt die Herren: Dr. August Dyckerhoff, Amöneburg, Dipl.-Ing. Ernst Dyckerhoff, Biebrich, Dipl.-Ing. Bernhard Fischer, Gustavsburg, Dipl.-Ing. J. Gerster, Mainz. Dr.-Ing. e. h. Hans Hermann, Gustavsburg, Jakob Nohl, Darmstadt, Dipl.-Ing. Stamm, Frankfurt a. M.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Gewerbsteuerreform und Lohnsummensteuer in Preußen.

Die gegenwärtige preußische Gewerbebesteuerung beruht auf Notverordnungen, die letzte grundsätzliche Regelung wurde durch das Gewerbesteuergesetz vom 24. Juni 1891 und das Kommunalabgabengesetz vom 14. Juni 1893 getroffen. Dieses Gesetzgebungswerk, durch das die Gewerbebesteuerung den Gemeinden überlassen wurde, hatte zur Grundlage die ganz andere Finanzlage der Gemeinden vor dem Kriege. Da die Einnahmen der Gemeinden vor allem auch auf der Einkommensteuer beruhten, hatte die Gewerbebesteuerung bei weitem nicht die einschneidende Bedeutung für die Steuerpflichtigen, die sie heute hat. Die Steuer konnte deshalb viel mehr den Charakter einer reinen Objektsteuer tragen, die nur an äußere Merkmale, wie das Vorhandensein eines Gewerbebetriebes und seine Größe, anknüpft und den Ertrag als Maßstab der Leistungsfähigkeit weniger berücksichtigt. Dies änderte sich jedoch vollkommen durch die Notlage, in die die Gemeinden nach dem Kriege gerieten und durch die Umwälzungen der Erzbergerschen Steuerreform. Es wurde jetzt bei dem Umfang, den die Gewerbebesteuerung annahm, notwendig, daß bei Bemessung und Aufbau der Steuer die Leistungsfähigkeit des Steuerpflichtigen vollste Beachtung finde. Zu einer endgültigen Steuerreform ist es aber durch die Inflation bis jetzt noch nicht gekommen. Nur den notwendigsten Erfordernissen wurde durch zwei Notgesetze aus dem Jahre 1923 Rechnung getragen, von denen das letztere, die „Verordnung über die vorläufige Neuregelung der Gewerbebesteuerung“ vom 23. November 1923, noch jetzt Grundlage für die preußische Gewerbebesteuerung ist. Nach dem Willen des Gewerbebesteuerüberleitungsgesetzes (vgl. Bauingenieur 1925, S. 868) sollte diese Neuregelung im Frühjahr 1926 durch ein neues Gewerbesteuergesetz abgelöst werden. Leider ist jedoch die Fertigstellung des Gesetzes aus finanztechnischen und finanzpolitischen Gründen noch nicht möglich gewesen, und die Notverordnung wird für ein weiteres Jahr Grundlage der Besteuerung bleiben.

Die bisherige Besteuerung kennt drei Steuerarten: Die Gewerbeertragssteuer als Hauptsteuer und Gewerkekaptalsteuer und Lohnsummensteuer als Nebensteuern, die an das Merkmal der Größe des Gewerbebetriebes anschließen. Den Gemeinden ist das Wahlrecht überlassen, welche von den beiden Nebensteuern sie zur Hebung bringen wollen. Nun haben sich gegen die eine von ihnen, die Lohnsummensteuer, von jeher Angriffe aus der Wirtschaft gerichtet. Die Steuerart verdankt ihre Bedeutung hauptsächlich der Notwendigkeit, in der Inflationszeit Steuern zu schaffen, deren Aufkommen sich automatisch dem sinkenden Geldwert anpaßt. Diese Eigenart der Lohnsummensteuer war damals wichtiger als die Tatsache, daß sie für diejenigen Wirtschaftszweige, in denen die Lohnausgaben einen großen Teil der Produktionskosten ausmachen, wie z. B. im Baugewerbe, gegenüber den andern z. B. dem Handel, überaus ungerecht ist, und daß sie sich nach den Erkenntnissen der modernen Finanzwissenschaft nicht mehr rechtfertigen läßt. Um ein Gegengewicht gegen die besondere Belastung der eben erwähnten Wirtschaftszweige durch die Lohnsummensteuer zu schaffen, besteht für die kommende Gewerbebesteuerreform die Absicht, das bisherige Wahlrecht der Gemeinden zwischen Gewerkekaptal und Lohnsummensteuer aufzuheben und nur die Erhebung beider Steuern zugleich — „kumulativ“ — zu gestatten. Man glaubt, hierdurch einen Ausgleich zu schaffen zwischen den Gewerbebranchen, die durch die Gewerkekaptalsteuern, und denjenigen, die durch die Lohnsummensteuer besonders getroffen werden. Dieser Absicht muß im Interesse der steuerlichen Gerechtigkeit entgegengetreten und die volle Beseitigung der Lohnsummensteuer gefordert werden.

Steuern, die für den Pflichtigen von der Bedeutung sind, wie die Gewerbebesteuerung, können nur entsprechend der Leistungsfähigkeit erhoben werden. Auch die Gewerbebesteuerung muß diese Entwicklung nehmen, nachdem sie derart gestiegen ist (bei einer großen, in ganz Deutschland und im Auslande bauenden Unternehmung z. B. in % des Umsatzes ausgedrückt im

Jahre 1924 auf das 8-fache des Jahres 1913). Die Berücksichtigung dieses Grundsatzes ist bei der Lohnsummensteuer aber nicht möglich, sie trifft die einzelnen Gewerbebetriebe ganz ohne Rücksicht auf ihre wirtschaftliche Lage um so stärker, je größere Lohnsummen zu zahlen sind. Es ist sicher, daß hierin auch eine unsoziale Wirkung der Lohnsummensteuer für das Lohnniveau begründet liegt. Ebenso wird sie die Ausführung von Notstandsarbeiten behindern, da der Unternehmer von den Entgelten der Erwerbslosen auch Lohnsummensteuer entrichten muß.

Weil nun die Steuer nach dem Grundsatz der Besteuerung nach der Leistungsfähigkeit nicht zu rechtfertigen ist, weist man auf den sogenannten „Lastenausgleich“ zum Beweise ihrer Berechtigung hin. Den Gemeinden müsse ein Ausgleich gewährt werden für die Lasten, die ihnen durch Heranziehung vieler Arbeiter in ihren Bezirk durch einen Gewerbezweig verursacht würden. Man beruft sich also auf den alten Satz von „Leistung und Gegenleistung“, den die Staatswissenschaftler der Aufklärungszeit zur Rechtfertigung der Steuern benutzten. Dieser Satz ist aber von der modernen Finanzwissenschaft längst verworfen worden, da er den Staat „zum Krämerladen herabdrückt“, wie Conrad es bezeichnet. Den Nutzen, den der einzelne durch die öffentlichen Körperschaften genießt, ist überhaupt nicht zu messen, und es muß deshalb jeder nach seiner Leistungsfähigkeit zu den Staatsausgaben beitragen. Es ist ferner nicht zu vergessen, daß den größeren Ausgaben der Gemeinden für die zuziehenden Arbeiter bedeutende Vorteile des Wirtschaftslebens der Gemeinde durch Vermehrung der Konsumentenschaft und der Gemeindegeld, durch Vermehrung der Steuersubjekte und durch größeres Steueraufkommen gegenüberstehen. Ein weiterer Einwand gegen die Berechtigung des Lastenausgleichs ergibt sich, soweit Wanderbetriebe wie z. B. in der Bauindustrie in Frage stehen. Die Gemeinden ziehen auch die Lohnsummen dieser Arbeiter, die nur kurze Zeit in ihrem Bezirke leben und für sie keine wesentliche Belastung bedeuten, zur Steuer heran, wenn die Bauausführung länger als 12 Monate dauert und die Baustelle damit zur Betriebsstätte im Sinne der Gewerbebesteuerung wird.

Selbst aber, wenn man dieses nach der heutigen Staatsmoral unmögliche Prinzip von „Leistung und Gegenleistung“ gelten lassen wollte, würde die Lohnsummensteuer doch gegen den Grundsatz von der Gleichmäßigkeit der Besteuerung verstoßen und der „Lastenausgleich“ würde durch sie nicht einmal gerecht durchgeführt werden. Es ist nämlich nicht einzusehen, warum gerade diejenigen Gewerbearten, die einer größeren Arbeiterzahl für ihre Produktion bedürfen, zu den Staatslasten mehr herangezogen werden sollen als die übrigen Gewerbebranchen. Da die Produktion dieser Wirtschaftszweige volkswirtschaftlich ebenso notwendig und nützlich ist wie die jener anderen, muß auch die Volkswirtschaft die besonderen öffentlichen Mehrkosten tragen, die diese Produktion verursacht. Es werden ferner zu dem sogenannten Lastenausgleich die Gewerbe viel schärfer herangezogen, in denen besonders hohe Löhne gezahlt werden, trotzdem die Gemeinden durch diese höherbezahlten Arbeiter auf keinen Fall mehr Ausgaben haben als durch die weniger gut entlohnten. Auch diese Ungerechtigkeit trifft besonders das Baugewerbe, bei dem die durchschnittlichen Stundenlöhne im Dezember 1925 mit 115,8 Pf. für Gelernte und 94,7 Pf. für Ungelernte weit über dem von der amtlichen Statistik ermittelten Gesamtlohndurchschnitt für Gelernte von 94,1 Pf. und für Ungelernte von 65,8 Pf. liegt.

Die geplante Einführung einer „Kumulation“ von Gewerkekaptalsteuer und Lohnsummensteuer würde keine Abhilfe der bisherigen Mängel bieten. Die Annahme, daß dann ein Ausgleich stattfinden würde in der Belastung durch die Gewerbenebensteuern bei Betrieben, die mit im Verhältnis zur Lohnsumme hohem Kapital arbeiten, und denjenigen, die eine große Lohnsumme zu versteuern haben, ist bisher noch nicht bewiesen. Eine Entlastung der bisher unter der Lohnsummensteuer leidenden Gewerbebranchen durch eine obligatorische Heranziehung des Gewerkekaptals zur Besteuerung wird kaum

zu spüren sein gegenüber den weiterbestehenden Mängeln der Lohnsummensteuer. Im Gegenteil, bei einzelnen Wirtschaftszweigen wird sich durch die Gewerbekapitalsteuer zu der Ungerechtigkeit der Lohnsummensteuer eine weitere Unbilligkeit gesellen. Denn wenn auch bei der Gewerbekapitalsteuer durch die Bewertung eine Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Betriebe möglich ist, so wird doch die Tatsache kaum abzumildern sein, daß die Gewerbekapitalsteuer notwendigerweise Wirtschaftszweige schwerer treffen muß, bei denen das Kapital im Verhältnis zum Ertrage besonders groß sein muß. Da das Baugewerbe auch zu diesen Gewerben gehört, wird ihm die Kumulation statt einer Milderung nur eine Verdoppelung der Benachteiligung bringen.

Die beabsichtigte Kumulation der beiden Steuern nach dem Umfange des Betriebs würde übrigens für den einzelnen Steuerpflichtigen auch deshalb unerwünscht sein, weil sie eine Erschwerung seines Standes gegenüber der Steuerverwaltung der Gemeinde bedeuten würde bei dem Versuch, im Einzelfall eine Annäherung der Lohnsummensteuer an die Leistungsfähigkeit seines Betriebes zu erzielen, wozu ja die bisherige Gewerbesteuerverordnung in § 49 eine Handhabe bietet. Die Gemeinden werden sich dann bei solchen Verhandlungen hinter dem Einwand verschanzen, daß die besondere Belastung durch die Lohnsummensteuer durch die Kumulation mit der Gewerbekapitalsteuer ausgeglichen sei. Gerade die Möglichkeit der Verhandlung im Einzelfall ist aber für die größeren Gewerbebetriebe bei der Roheit der Lohnsummensteuer von größter Bedeutung, so daß sie durch das neue Gewerbesteuergesetz nicht erschwert, sondern erleichtert werden müßte.

Da die Lohnsummensteuer in dem heutigen Steuersystem unmöglich ist, darf sie in dem neuen Gewerbesteuerrecht nicht beibehalten werden. Die Gewerbesteuer muß als Ertragssteuer ausgebaut werden. Wenn unbedingt eine Ergänzungssteuer, die nach dem Umfang des Betriebes bemessen wird, nötig ist, so kann dazu nur die Gewerbekapitalsteuer herangezogen werden, bei der aber auch der Gesichtspunkt der Leistungsfähigkeit des einzelnen Betriebes weitgehendst zu berücksichtigen ist.

Dr. H. Windler.

Beiträge der Bauunternehmungen für die Pflichtfortbildungsschulen. Nach den §§ 16 und 17 des wiederholt geänderten Gesetzes vom 16. Juni 1921 (in der Fassung v. 22. IV. 24) über das Dienst-einkommen der Gewerbe- und Handelslehrer und -lehrerinnen in den gewerblichen, kaufmännischen und hauswirtschaftlichen Berufsschulen (Pflichtfortbildungsschulen) sind sämtliche Gewerbebetriebe eines Bezirkes, die in der Regel mindestens 5 Arbeiter beschäftigen, von den Gemeinden zur Leistung von Schulbeiträgen heranzuziehen. Die Höhe der Schulbeiträge ist im allgemeinen nach der Zahl der beschäftigten Arbeiter und Angestellten zu bemessen. Durch diese Art der Regelung in Form einer Kopfsteuer werden die Bauunternehmungen namentlich des Tiefbaues ähnlich wie durch die Gewerbesteuer nach der Lohnsumme im Verhältnis zu anderen Industrie- und Gewerbe-zweigen ganz unbillig belastet. Obgleich die Unternehmungen des Tiefbaues im allgemeinen nur wenig jugendliche Arbeiter beschäftigen, müssen sie in den einzelnen Schulgemeinden von allen Beitragspflichtigen wahrscheinlich die höchsten Beiträge entrichten. Der Stichtag für die Zahl der beschäftigten Arbeitnehmer wird von den Gemeinden überdies meist in der Sommermonate gelegt, d. h. in eine Zeit, zu der sich gerade im Baugewerbe sehr hohe Beschäftigungszahlen ergeben. Der Beitragssatz für das Schuljahr schwankt in den einzelnen Gemeinden zwischen 4 und 6 M., so daß sich für größere Betriebe sehr erhebliche Belastungen ergeben. In dem Gesetz ist zwar vorgesehen, daß die Festsetzung der Schulbeiträge mit Genehmigung der Schulaufsichtsbehörde für einzelne Gruppen der Gewerbetreibenden in verschiedener Höhe erfolgen könne. Bislang ist es aber, soweit bekannt, den Bauunternehmungen nicht gelungen, eine für sie gerechtere Art der Beitragsleistung bzw. Ermäßigung der Beitragssätze durchzusetzen, da bei den Gemeinden in der Regel rein fiskalische Rücksichten maßgebend sind. Es muß gefordert werden, daß ebenso wie in der Gewerbesteuer mit dem überlebten System der Besteuerung nach Lohnsummen bzw. nach Kopffzahlen endgültig gebrochen wird, und daß auch für die Erhebung der Berufsschulbeiträge lediglich der Ertrag, den die einzelne Unternehmung erzielen konnte, der Berechnung zugrunde zu legen ist. Diesem Gesichtspunkt ist in der kürzlich ergangenen Bekanntmachung des Magistrats Berlin über die Erhebung des Berufsschulbeitrages für 1925 bereits Rechnung getragen, d. h. der Berufsschulbeitrag ist nach einem Satz von 11,75% der Gewerbe-ertragssteuer festgesetzt worden.

Dem Vernehmen nach wird das Gewerbe- und Handelslehrer-dienstleistungsgesetz im Preussischen Ministerium für Handel und

Gewerbe zur Zeit einer Neubearbeitung unterzogen. Es muß gefordert werden, daß für die Bemessung des Schulbeitrages ausschließlich der Gewerbeertrag maßgebend ist. Wenn den einzelnen Gemeinden fakultativ anheimgestellt werden sollte, auch die Kopffzahl bzw. Lohnsumme als Bemessungsgrundlage zu wählen, ist zu befürchten, daß von einer größeren Anzahl kleinerer Gemeinden von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht wird, namentlich wenn in ihrem Bereich gerade größere Tiefbauarbeiten ausgeführt werden. Anlässlich der Neufassung des Gesetzes muß auch geklärt werden, ob die Baustellen der Bauindustrie von den Gemeinden, in deren Orten sie liegen, zur Leistung der Berufsschulbeiträge herangezogen werden können. Aus der Tatsache, daß Baustellen von einer Baudauer von mehr als 12 Monaten im Sinne des Finanzausgleichsgesetzes als „Betriebsstätten“ zu betrachten und als solche zur Gewerbesteuerveranlagung heranzuziehen sind, ergibt sich nicht ohne weiteres, daß sie auch zur Leistung des Berufsschulbeitrages verpflichtet wären. Nach § 16, Absatz 1, des Gewerbe- und Handelslehrerdienstleistungsgesetzes sind die Pflichtfortbildungsschulbeiträge als Kommunalabgaben im Sinne des Gesetzes vom 14. Juli 1893 zu betrachten. Nach § 9 des Kommunalabgabengesetzes sind die Gemeinden aber nur ermächtigt, diejenigen Gewerbetreibenden zur Deckung der Kosten zur Unterhaltung von Veranstaltungen, welche das öffentliche Interesse erfordert, heranzuziehen, denen hierdurch besondere wirtschaftliche Vorteile erwachsen. Da aber den Tiefbauunternehmungen die Ausbildung der Jugendlichen auf den Pflichtfortbildungsschulen überhaupt nicht zugute kommt, namentlich wenn sie nur kurze Zeit an ein und demselben Orte bauen, können ihre Baustellen auch nicht zum Pflichtfortbildungsschulbeitrag herangezogen werden.

Eine gewisse Erleichterung wird im übrigen der Industrie anlässlich der künftigen Regelung der Beitragspflicht für die Pflichtfortbildungsschulen dadurch erwachsen, daß die den Gemeinden entstehenden Kosten vom 1. April 1926 ab zur Hälfte von den Ländern übernommen werden sollen und nur noch die andere Hälfte auf die Gewerbebetriebe umzulegen ist.

Großhandelsindex.

13. Jan.	20. Jan.	27. Jan.	3. Febr.	10. Febr.	17. Febr.
120,6	120,1	119,7	119,2	118,8	118,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 18. Februar.)

Gesetz über Änderungen im patentamtlichen Verfahren. Vom 1. Februar 1926 (R. G. Bl. I. S. 127.) Als Vorläufer der im Zusammenhang mit der internationalen Patentgesetzgebung in späterer Zukunft zu erwartenden Reform des Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichengesetzes wird die innere Behandlung der Prüfung eines Einspruches gegen Erteilung des Patentes geändert. Zur Vereinheitlichung der Rechtsprechung wird im Patentamt aus dem Präsidenten, drei rechtskundigen und drei technischen Mitgliedern ein großer Senat gebildet.

Vorauszahlungen auf Einkommensteuer und Körperschaftssteuer. Erl. des Reichsfinanzministers vom 10. Februar 26. Die Frist für die Abgabe der Steuererklärungen für das Kalenderjahr 1925 wird voraussichtlich auf die Zeit vom 8.—25. März festgesetzt werden. Der Steuerbescheid wird dann kaum bis zum 10. April den Steuerpflichtigen zugehen, und diese müssen nach dem Steuerüberleitungsgesetz am 10. April eine Vorauszahlungsrate auf Grund der bisherigen Vorschriften (2. Steuernotverordn. usw.) leisten. Während für die übrigen Steuerpflichtigen im Steuerüberleitungsgesetz Vorschriften zur Anpassung dieser Vorauszahlung an die mutmaßliche Steuerschuld 1925 enthalten sind, fehlen solche Vorschriften für buchführende Gewerbetreibende. Der Reichsfinanzminister gestattet deshalb, daß diese Gewerbetreibenden am 10. April nur ein Viertel des Betrages zahlen, der sich nach der eingereichten Steuererklärung als Steuerschuld ergibt. Stellt sich bei der Veranlagung ein höherer Betrag heraus, so ist der Unterschied innerhalb eines Monats nach Zustellung des Steuerbescheides nachzuzahlen.

Es ist geplant, die Vorschrift des neuen Einkommensteuergesetzes, daß Vorauszahlungen am 15. des zweiten Quartalsmonats zu entrichten sind, dahin abzuändern, daß es bei den bisherigen Terminen (10. Tag des Vierteljahres) bleibt, da sonst Steuerpflichtige u. U. im Jahre 1926 fünf Vorauszahlungsraten zu entrichten hätten.

Einsichtnahme der Steueraussschüsse in die die Veranlagungsergebnisse enthaltenden Steuerlisten. Erlaß des Reichsfinanzministers v. 6. Januar 1926. Nach § 25 der Reichsabgabenordnung haben die bei den Finanzämtern eingerichteten Steueraussschüsse für Einkommen- und Vermögenssteuer bei der Veranlagung und bei Entscheidung von Erstattungsansprüchen mitzuwirken. Durch das Gesetz zur Änderung der Verkehrssteuern und des Verfahrens wurde ihnen dazu die Pflicht übertragen, zwecks Kontrolle der Veranlagung Einsicht in die deren Ergebnisse enthaltenden Steuerlisten zu nehmen. Ob ihnen auch andere Unterlagen der Veranlagung (Bücher, Akten, Urkunden usw.) zugänglich zu machen sind, richtet sich weiter nach dem Ermessen der Verwaltungsbehörde. Zweckgedanke der Vorschrift ist, eine möglichst gleichmäßige Veranlagung innerhalb des Bezirkes, vor allem in der gleichen Berufsgruppe, zu erzielen. Den Ausschüssen ist daher auch die Einsicht in die Listen anderer Bezirke zu gestatten, selbst wenn die Veranlagung noch nicht abgeschlossen ist. Die Mitglieder der Ausschüsse haben das Steuergeheimnis zu wahren.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 28. Jan. 1925.

- Kl. 19 a, Gr. 28. C 34 423. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Fahrbare Vorrichtung zum Dichten des Bodens für zu rückende Gleise. 11. II. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. C 35 831. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Lagerung der Hub- bzw. Zwängrollen an Maschinen zum Anheben und Rücken von Gleisen. 10. XII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 9. B 121 885. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Verstellen von Doppelzungenweichen für Hängebahnen. 22. IX. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 3. H 99 076. Hein, Lehmann & Co., Act.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Abspannung für Maste, insbes. für solche der drahtlosen Telegraphie; Zus. z. Pat. 316 956. 31. X. 24.
- Kl. 37 d, Gr. 3. H 92 496. Mamiel Herrera, Gijon, Oviedo, Span.; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Treppe mit Absätzen. 24. I. 23. Spanien 30. IX. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 7. K 91 737. Markus Kries, Wien; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Mischtrommel, insbes. für Kunststeinmassen. 21. I. 24. Österreich 29. I. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 13. H 92 962. Oskar Hermoye u. Charles Glorian, Ixelles-Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Stampfmaschine zur Herstellung gelochter Blöcke aus Beton und anderen stampfbaren und abbindenden Massen. 14. II. 20.
- Kl. 80 a, Gr. 19. Sch 71 748. Heinrich Schlegel, Königshütte, Poln. O.-S.; Vertr.: J. Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Walzverfahren nebst Vorrichtung zur Herstellung von Blöcken, insbes. aus Leichtbeton. 8. X. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 18. W 68 224. Viktor Wikkula, Helsingfors, Finnland; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von porösen Bauteilen. 21. I. 25. Finnland 21. I. 24.

- Kl. 81 e, Gr. 126. M 88 896. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Absetzvorrichtung. 14. III. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 127. L 64 186. Lauchhammer-Rheinmetall-Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 7. X. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 3. E 31 882. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Sohlendichtung für versenkbare Verschlusskörper. 15. I. 25.
- Kl. 85 e, Gr. 4. G 61 380. Benno Gröger, Dresden, Zirkusstr. 30. Abflußanlage mit Einrichtung zur Ausscheidung fester Stoffe aus Flüssigkeiten. 10. V. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 28. Jan. 1926.

- Kl. 5 c, Gr. 2. 425 024. Adolf Drost, Mühlheim, Bürgerstr. 6. u. Peter Mommertz, Hamborn, Warbruckstr. 35. Verfahren zum Auftauen von Gefrierschächten. 24. III. 21. D 39 370.
- Kl. 5 c, Gr. 9. 425 033. Josef Böckmann, Goethestr. 1., u. Alex Kümmer, Jägerstr. 19, Lünen. Kappschuh. 30. IV. 24. B 113 867.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 425 281. Paul Bildstein, Neue Norststr. 13., u. Emil Seidel, Rheinische Straße 17., Elberfeld. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 8. III. 25. B 118 579.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 425 046. Kurt Kerzler, Leipzig, Merseburger Str. 64. Kittloser Isolator für Fahrradhalter, Drahtstützen usw. für Krane, elektrische Bahnen u. dgl. 19. IV. 25. K 93 865.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 425 214. Dr.-Ing. Alfred Jackson, Stuttgart, Seestr. 6. Holzverbindungsdübel. 15. II. 24. J 24 433.
- Kl. 80 b, Gr. 16. 425 206. Arno Andreas, Münster i. W., Ludgeristraße 28 A. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen und Leichtplatten; Zus. z. Pat. 423 540. 19. IV. 25. A 44 751.
- Kl. 80 b, Gr. 25. 425 216. Karl Rösler, Bochum, Ottostr. 99. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen, insb. zur Herstellung von Teermakadam. 28. XII. 24. R 62 951.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Otto Blum, G. Jacobi u. Kurt Risch, Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen. Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil. 8. Band. Herausgegeben von R. Otzen. Mit 86 Textabb. 431 S. Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. Preis geb. 21 RM.

Wohl kaum ein Werk der neueren Eisenbahnliteratur entspricht so wie das vorliegende den Bedürfnissen nicht nur des in der Praxis stehenden Eisenbahners, sondern auch denen der Studierenden des Bauingenieurwesens.

Der von O. Blum verfaßte erste Teil Verkehr ist weit entfernt von der üblichen trockenen Behandlung dieses Gebiets. Packende und scharf gezeichnete Bilder der Verkehrsentwicklung Deutschlands ziehen an uns vorüber, die die Leser zum Nachdenken anregen. Die folgenden größeren Abschnitte des ersten Teiles über Eisenbahnenwesen und Gemeinwohl, sowie über Tarifwesen behandeln diese volkswirtschaftlichen Gebiete vom Standpunkt des Verkehrsfachmannes. Nicht nur der Einfluß der fortschreitenden Verkehrsentwicklung durch die Eisenbahn im allgemeinen wird hier mit Gründlichkeit und Sachlichkeit erörtert, sondern auch die Einwirkung auf wichtige Einzelgebiete, wie Hochseefischerei, Forstwirtschaft, Landwirtschaft und Siedlungswesen.

Der Abschnitt über Tarifwesen bringt den Aufbau und die Bemessung der Tarife, wobei auf die große Bedeutung sowohl der richtigen Ermittlung der Selbstkosten als untere Grenze der Tarife als auch auf deren richtige Bemessung abhängig vom Wert der Ortsveränderung und dem volkswirtschaftlichen Werte der Güter hingewiesen wird.

Der zweite Teil Betrieb, von Jacobi bearbeitet, behandelt in gründlicher Weise zunächst das Aufkommen der verschiedenen auf der Eisenbahn beförderten Personen- und Gütermengen, um hieraus

die Grundlagen für die Fahrplanbildung abzuleiten. Die Berechnungsweise der Fahrzeiten mittels der Betriebslängen dürfte wohl bei einer Neuauflage nicht mehr aufgenommen werden, dagegen dürfte dann ein Abschnitt über die Aufstellung des bildlichen Fahrplans nach den theoretischen Erörterungen von Dr.-Ing. Gaede den Wert der Ausführungen erhöhen. Nunmehr folgt eine eingehende Behandlung des Fahrdienstes, insbesondere des Stationsdienstes, der Zugbildung und des Rangier- und Streckendienstes sowie der Betriebsstockungen.

Ein kurzer aber ausgezeichnete Abschnitt über den Verkehrsdienst, von Risch bearbeitet, beschließt den zweiten Teil. Die Organisation der Eisenbahn ist der letzte Hauptteil, von Risch mit reichem Wissen verfaßt. Risch geht hier von dem Hauptgrundsatz der Organisation aus: Der richtige Mann am richtigen Platz. Arbeitsfreude, die zur Steigerung der Arbeitsleistung führt, sowie die Zuweisung selbständiger Arbeitsgebiete mit eigener Verantwortung geben den Ausschlag für die Güte der Organisation. Die Übertragung dieser Grundsätze auf die Eisenbahnunternehmungen zeigt Risch meisterhaft in einer logisch aufgebauten Arbeitsgliederung und Arbeitsvereinigung für die Erledigung der laufenden Aufgaben.

Die Organisation der Reichsbahn, der früheren deutschen Länderbahnen, wird in Einzelarstellungen behandelt und kritisch mit denen der Privatbahnverwaltungen und einigen ausländischen Bahnunternehmungen verglichen. Den Schluß des dritten Teils bildet eine Zusammenstellung der Eisenbahngesetzgebung, die wohl allenthalben sehr begrüßt werden wird.

Der vorliegende Band, der vorzüglich ausgestattet eine wertvolle Bereicherung der Eisenbahnliteratur ist, wird eines zahlreichen Leserkreises gewiß sein. Prof. W. Müller, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

1. Besichtigung.

Am Dienstag, den 2. März 1926, nachmittags 3 1/2 Uhr, findet eine Besichtigung der Baustelle des Großkraftwerkes Rummelsburg der Berliner städtischen Elektrizitätswerke statt. Treffpunkt vor dem Baubureau, Köpenicker Landstraße. Fahrt bis Bahnhof Rummelsburg oder Vorortstrecke nach Friedrichshagen-Erkner (nicht Bahnhof Stralau-Rummelsburg der Stadtbahn), von da ab 20 Minuten Fußweg.

2. Vortrag.

Im Rahmen der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstalteten Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bau-

wesen“ wird der nächste Vortragsabend am Mittwoch, dem 3. März 1926, 7 1/2 Uhr abends, im Saal 158 (Hauptgebäude) der Technischen Hochschule Charlottenburg, Berliner Str. 171/172, stattfinden.

Es werden sprechen: 1. Herr Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. Rudeloff (früher Direktor des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde) über „Die Bedeutung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“; 2. Herr Privatdozent Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Winkel, Abteilungsleiter der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau, über „Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens“.

Nach den Vorträgen ist eine Aussprache in Aussicht genommen.