

BEITRAG ZUM VERGLEICH DER AUFGELOSTEN MIT DER MASSIVEN BAUWEISE IM TALSPERRENBAU.

Von Direktor Dipl.-Ing. K. Bechtel i. Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich.

Wie vorauszusehen war, hat die Ausführung der Vöhrenbach-Talsperre als Gewölbereihendamm in der Fachwelt zu verschiedenen Erörterungen Veranlassung gegeben; sie wird des öfteren gemeinschaftlich betrachtet mit dem zeitlich etwa parallel laufenden Bau der Schwarzenbachsperre im badischen Schwarzwald, bei der für den bekannten Typus der Schwergewichtsmauer das Gußbetonverfahren mit Steineinlagen erstmalig in Deutschland angewendet worden ist. Aber lediglich diese beiden Linien — etwa parallel laufende Ausführungszeit eines neuen Typus bzw. neue Ausführungsweise eines bekannten Typus — können als gleichgerichtet angesehen werden, während alle anderen Vergleichspunkte die größte Verschiedenheit aufweisen.

Bei der Vöhrenbacher Talsperre (Abb. 1) beträgt die größte Höhe (tiefster Fundamentpunkt bei Pfeiler 6 bis Kronenhöhe) 32,50 m, die Kronenlänge 145 m, der Kubikinhalte rd. 12 000 m³ armierten Betons; Bauherrschaft ist eine kleine Stadtgemeinde von nur rd. 2000 Einwohnern im hohen Schwarzwald. Bei der Schwarzenbachsperre (Abb. 2) beträgt die größte Höhe von Fundamentunterkante bis Kronenhöhe 64 m, also rd. doppelt

Baurat Friedrich Heintze, „Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton“ (in „Die Bautechnik“ 1926, S. 340ff.), zurückgreift. In diesem Aufsatz, der u. a. die beiden angezogenen Mauern behandelt, will Baurat Heintze „beachtliche Gesichtspunkte abstrahieren“, die bei dem Streit „hie Schwergewichtsmauer, hie aufgelöste Bauweise“ stark ins Gewicht fallen können.

Es ist Baurat Heintze zuzustimmen, daß das Problem des modernen Talsperrenbaues hinsichtlich der Vollmauer wesentlich eine Massentransportfrage darstellt, wobei in erster Linie die Menschenarbeit durch Maschinenarbeit ersetzt werden muß. Die richtige Lösung dieses letzteren Problems ist selbstverständlich für die aufgelöste Bauweise genau so wichtig, wenn auch nicht so einschneidend, wie für die massive Bauweise; denn die aufgelöste Bauart hat nur einen Bruchteil derjenigen Massen zu verarbeiten, die die Schwergewichtsmauer erfordert. So enthält das ursprüngliche Projekt der Vöhrenbachsperre rd. 6000 m³ Eisenbeton, dem aber 32 500 m³ Mauer-

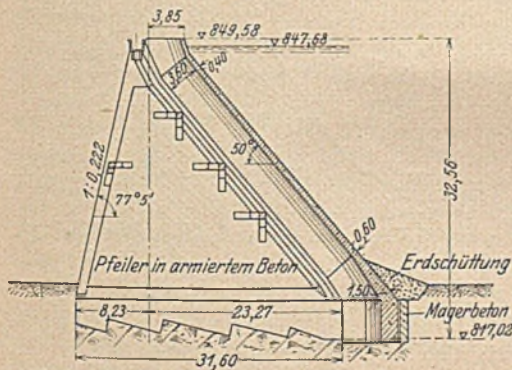


Abb. 1. Vöhrenbachsperre.

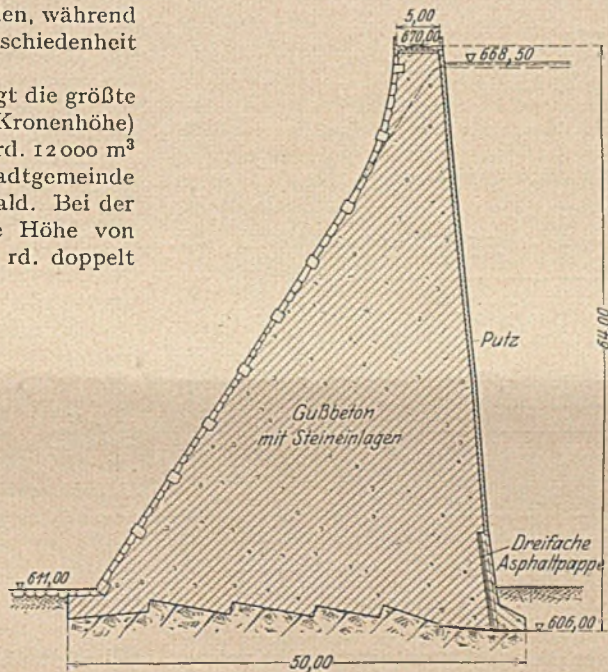


Abb. 2. Schwarzenbachsperre.

so viel wie in Vöhrenbach, die Kronenlänge 380 m und der Kubikinhalte der Mauer rd. 290 000 m³ Gußbeton mit Steineinlagen. Bauherrschaft ist das Badenwerk, hinter dem maßgebend der Badische Staat steht.

Schon diese einfachen Daten zeigen zur Genüge, wie verschieden die Verhältnisse bei diesen beiden Ausführungen lagen. Es muß deshalb als irreführend bezeichnet werden, wenn in einem Aufsatz von Dr.-Ing. ehr. Lisse, „Das Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau“ (in „Die Bautechnik“ 1926, S. 735), gesagt wird: „Die gesamte Mauermaße (der Murgwerk-Talsperre) von 300 000 m³ wurde bei 350 m Kronenlänge und 65 m Höhe in den beiden Baujahren 1924 und 1925 eingebracht, während z. B. für die Vöhrenbacher Talsperre bei nur 24 m Höhe und nur 12 000 m³ Eisenbeton fast die gleiche Bauzeit erforderlich war.“ Es ist notwendig, damit der Wert der Eisenbetonbauweise für Talsperren nicht durch derartige, den Gesamtvorgang aus dem Auge lassende Ausführungen herabgemindert wird, auf die Zusammenhänge nochmals mit allem Nachdruck einzugehen, schon weil Dr. Lisse bei seinem angezogenen Satze auf eine Abhandlung von Regierungs-

werk der gleichwertigen massiven Sperre gegenübergestanden hätten; für die wirkliche Ausführung aber wären es rund 63 000 m³ geworden. Es können also unmöglich die 290 000 m³ Gußbeton der Schwarzenbachsperre den 12 000 m³ Eisenbeton der Vöhrenbachsperre gegenübergestellt werden, da beides in dieser Form inkommensurable Werte sind.

Maßgebend für die Beurteilung des zur Ausführung kommenden Sperrtypus bleibt natürlicherweise neben der Schnelligkeit der Baudurchführung die Frage der größeren Wirtschaftlichkeit, die aber aufs engste mit den örtlichen Verhältnissen verknüpft ist, so daß im allgemeinen nur auf Grund vergleichender Kostenberechnungen der einen oder anderen Sperrenart der Vorzug gegeben werden kann. Hierbei müssen auch die einer rein zahlenmäßigen Behandlung sich entziehenden Momente, wie Arbeiterfrage, Transportverhältnisse, geologische Beschaffenheit des Geländes, Art des Steinbruches und Lage desselben zur Baustelle, Holzreichtum der Gegend usw., angemessen berücksichtigt werden. Man wird Professor Dr. Ludin beitreten können, der allgemein gesprochen für die aufgelöste Bauweise 10—20 % Ersparnisse gegenüber der

massiven Bauweise für erzielbar bezeichnet. Da niemals zwei Sperrern derselben Ausmaße unter den gleichen Verhältnissen — die eine als aufgelöste, die andere als massive Mauer — gebaut werden, so bleibt der persönlichen Einstellung des einzelnen Beurteilers zu dem ganzen Fragenkomplex noch ein weiter Spielraum, und häufig werden Imponderabilien den Ausschlag zugunsten der einen oder anderen Sperrenart wesentlich beeinflussen. Es gibt Fälle, in denen beispielsweise die Winkelstützmauer, seit ihr Wesen bekannt ist, vor dem vollen Querschnitt der Stützmauer von vornherein unbestritten den Vorzug erhält, weil sie zweckmäßiger und wirtschaftlicher ist; in anderen Fällen wird man sich nicht so zwingend für den einen oder anderen Typus entscheiden können. Ganz ähnlich liegen die Verhältnisse bei ihrer größeren Schwester, der Talsperrenmauer.

Was die Arbeiterfrage anlangt, so ist jedem Praktiker bekannt, daß es mit Rücksicht auf die häufig sehr abgelegenen

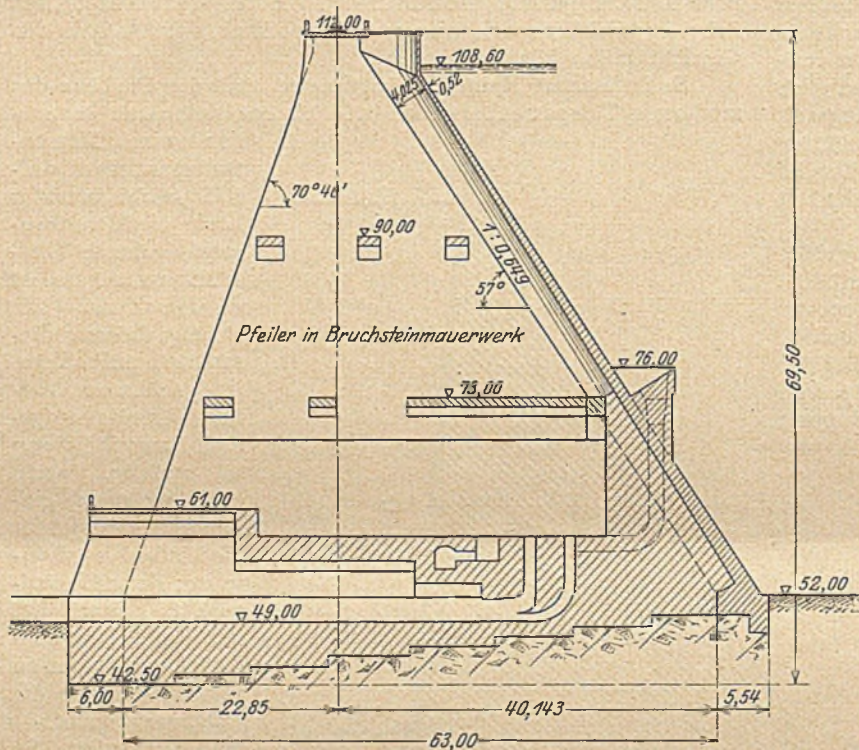


Abb. 3. Tirsosperre.

Ausführungsorte derartiger Bauwerke mitunter recht schwer hält, die nötige Anzahl Arbeiter und vor allem Facharbeiter zu bekommen; die Schwierigkeiten der Aufgabe wachsen mit der Zahl der erforderlichen Facharbeiter. Andererseits zeigt sich aber auch, daß eine solche über Jahre sich erstreckende Bauausführung tüchtige Arbeiter, denen daran gelegen ist, für längere Zeit ein gutes und sicheres Einkommen zu haben, anzieht und diese dem Betriebe auch erhält. Es ist natürlich erwünscht, die Zahl der Leute an einer derartigen Baustelle auf ein Minimum zu bringen, schon im Hinblick auf die Gefahren, die große Arbeitermassen für jeden Betrieb mit sich bringen. In dieser Hinsicht ist aber die aufgelöste Sperre zweifellos im Vorteil. Da eine massive Sperre bis zu den fünffachen Massen einer rationell konstruierten aufgelösten Sperre erfordert, so sind natürlicherweise zur Gewinnung und Verarbeitung dieser mehrfachen Massen bei der massiven Sperre auch bei bester maschineller Einrichtung der Zahl nach wesentlich mehr Arbeiter notwendig als bei der aufgelösten Sperre.

Einen angenäherten Vergleich gibt in dieser Hinsicht die Gegenüberstellung der aufgelösten Tirsosperre (Abb. 3) auf Sardinien mit der massiven Schwarzenbachsperre im Schwarzwald. Die Höhe der sechs mittleren, auf einer gemeinsamen über 100 m langen Platte ruhenden Pfeiler der Tirsosperre beträgt von Unterkante Fundament bis Kronenoberkante

rd. 70 m, die Kronenlänge der Sperre rd. 285 m (Schwarzenbachsperre 64 m bzw. 350 m). Die Pfeiler sind bekanntlich hier in Schichtenmauerwerk aus Bruchsteinen gemauert und nur die eingespannten 18 Gewölbe von je 15 m Spannweite in armiertem Beton hergestellt. Die hauptsächlichsten Arbeiten an der Tirsosperre umfassen 200 000 m³ Erd- und Felsaushub (Schwarzenbach 120 000 m³) und 163 000 m³ Mauerwerk und Beton. Beide Sperrern sind nach dem Kriege gebaut, die erstere 1919—1923, die letztere 1922—1925; beide Ausführungen umfassen also je einen Zeitraum von rd. vier Jahren.

Zur Erzielung der vorgenannten Leistungen waren an der Tirsosperre im Durchschnitt 1000 Arbeiter beschäftigt, von denen auf den Aushub 300, auf die Mauer 400 und der Rest auf die sonstigen Arbeiten entfallen, wobei im Auge zu behalten ist, daß die Ausführung der Arbeiten durch die beiden nebeneinander laufenden Arbeitsvorgänge — Betonieren und Mauern — wesentlich erschwert wurde. Baurat Heintze weist in seinem Aufsatz mit Recht auf die großen Schwierigkeiten hin, welche die einheitliche Ausführung des Staumauerkörpers am Schwarzenbach durch dessen Verblendung mit 10 000 m³ Granitmauerwerk erfuhr. Bei der Tirsosperre hat aber allein der größte der 17 gemauerten Pfeiler ebensoviel Mauerwerk aufzuweisen (10 500 m³), wie die gesamte Mauerwerksverblendung der Schwarzenbachsperre ausmacht. Wieviel schwieriger und nach-

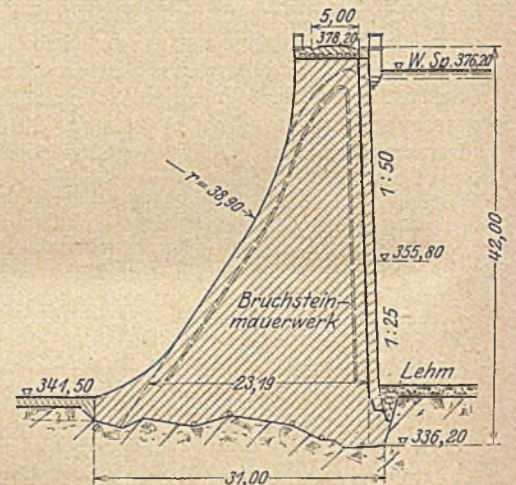


Abb. 4. Diemelsperre.

teiliger mußten sich also hier an der aufgelösten Mauer mit ihren wesentlich geringeren Massen erst diese beiden nebeneinander laufenden Arbeitsgänge auf den gesamten Bauortgang auswirken! Außerdem wurden die Betonmassen der sardinischen Mauer zuerst gestampft und erst später in einem dem Gußbeton ähnlichen Verfahren — jedoch im Handbetrieb — eingebracht. Trotzdem also die Ausrüstung dieser Baustelle mit modernen Baumaschinen keinen entfernten Vergleich mit einer entsprechenden neueren Ausführung in Deutschland aushalten kann und trotz der obengeschilderten Nachteile wurden zur Durchführung der Arbeiten durchschnittlich nur 1000 Arbeiter beschäftigt.

Nach dem Vortrag von Dr. Enzweiler auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1925 sind an der Schwarzenbachsperre Unterkunftsräume und Einrichtungen für rd. 2000 Arbeiter geschaffen worden. Diese Einrichtungen sind nach meiner Kenntnis der örtlichen Verhältnisse verschiedentlich wohl voll in Anspruch genommen worden; im Durchschnitt kann sicherlich mit einer Belegschaft von 1200—1500 Mann gerechnet werden. Hierbei darf nicht übersehen werden, daß nach Heintze: „Einlagesteine in Gußbetontalsperren“ („Die Bautechnik“ 1926, S. 741 ff.) das maschinelle Einbringen der Einlagesteine in den Körper der Schwarzenbachsperre technisch und wirtschaftlich sogar günstig gewirkt

hat; in letzterer Hinsicht durch Wegfallen von Einrichtungs- und Betriebskosten (Brecheranlage), also durch Einsparen von Arbeitskräften.

Vergleichszahlen des Leutebedarfes für eine Vollmauer von den ungefähren Abmessungen der Vöhrenbachsperre sind mir leider nicht bekannt geworden. Bereits in meinem Vortrage auf der letztjährigen Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins habe ich den Leutebedarf an der Baustelle mit zugehörigem Steinbruchbetrieb angegeben; er betrug durchschnittlich während der Jahre 1922: 153, 1923: 180, 1924: 127 und 1925: 120 Mann. In diesen Zahlen sind sämtliche Poliere, Vorarbeiter sowie Fach- und Spezialarbeiter enthalten. Einen annähernden Vergleich würde die im Jahre 1912 begonnene, durch den Krieg unterbrochene und 1924 beendete Ausführung der Diemel-Talsperre (Abb. 4) an der Preußisch-Waldeckischen Grenze bei Helmlinghausen zulassen, die 73 000 m³ Bruchsteinmauerwerk enthält, eine größte Höhe von Fundament-Unterkante bis Mauerkrone von 42 m und eine Kronenlänge von 194 m aufweist. Leider sind in den mir unter die Augen gekommenen Veröffentlichungen dieser Bauausführung keine Angaben über die Zahl der erforderlich gewordenen Arbeiter enthalten, die natürlicherweise im Hinblick auf die Zeitverhältnisse mit entsprechenden Vorbehalten auszuwerten wären. Auch der Unterschied in der Meereshöhe (350 m gegen 850 m) und seine Folgen wären nicht zu vergessen. Vielleicht veranlassen aber diese Zeilen die eine oder andere Bauunternehmung oder Baubehörde, im Interesse der Sache mit Zahlen hervorzutreten, die auf etwa gleichwertige Massivausführungen Bezug haben.

Was das Verhältnis der Facharbeiter zu der Gesamtarbeiterzahl betrifft, so ist dies zweifelsfrei bei der reinen Mauerwerkssperre am größten. Die Talsperre in Mauer erforderte 66% Facharbeiter, während dieser Satz bei der Schwarzenbachsperre auf 35% herabgedrückt werden konnte, also Ersatz rd. eines Drittels der Facharbeiter durch ungelernete Arbeiter bzw. Maschinenarbeit; zweifellos ein Erfolg, der volle Beachtung schon im Hinblick auf den Mangel an gelernten Arbeitern verdient. Auf Grund dieser Tatsache und der Verminderung der Arbeiterzahl beim Gußbetonverfahren überhaupt wird übertrieben „von der Leere der modernen Baustelle“ gesprochen, die der zuerst genannte Aufsatz von Heintze bildlich durch einen kleinen Arbeitsausschnitt veranschaulichen will, wobei die zum Vergleich angefügte Abbildung des Vöhrenbacher Bauwerkes während eines Höhepunktes der Schalarbeiten natürlich einen schweren Stand hat. Es wird den Fachmann desto mehr überraschen, wenn er hört, daß die aufgelöste Staumauer Vöhrenbach nur 32,3% Facharbeiter erforderte, bezogen auf die Gesamtbelegschaft und Gesamtdauer der Ausführung. Der Satz ist also sogar unter dem der Schwarzenbachsperre geblieben¹.

Einen treffenderen Vergleich als die oben angezogenen Abbildungen hätte m. E. eine Gegenüberstellung der beiderseitigen Arbeiterquartiere oder das Ausschwärmen der Arbeiter bei Arbeitsbeginn zu ihren Arbeitsstellen gegeben. Wünschenswert ist die Herabminderung der Arbeitermassen an einer Baustelle überhaupt, nicht nur der Facharbeiter. Jedem in der Praxis stehenden Bauingenieur sind Fälle bekannt, wo Unruhen unter der Arbeiterschaft von den verschiedensten Arbeiterkategorien ausgegangen sind. Es bedeutet also unter allen Umständen auch nach dieser Richtung hin einen sehr wesentlichen Erfolg, wenn die rationell konstruierte auf-

¹ Sollte hier eingeworfen werden, daß diese günstige Zahl nur mit Rücksicht auf die längere Zeit als Notstandsarbeit betriebene Bauausführung sich ergeben haben könne, so will ich dem den entsprechenden Wert für die beiden Jahre 1924 und 1925, die Zeit des eigentlichen Sperrenbaues, entgegenhalten; er beträgt für diese Zeit 43,7%. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die Einrichtungs-, Erd- und Felsarbeiten, die den Satz natürlicherweise beträchtlich herabdrücken — bis Ende 1923 betrug er nur 26,5% —, bereits so gut wie ganz erledigt waren. Der prozentuale Aufwand an Facharbeitern bewegt sich also an der unteren Grenze der Gußbetonausführung, während der absolute Facharbeiterbedarf nur einen Bruchteil der letzteren ausmacht.

gelöste Sperre nur einen Bruchteil — bis zu einem Fünftel — der Massen einer entsprechenden Vollmauer erfordert. Wer allein an den Steinbruchbetrieb denkt, der ja „als das Rückgrat beim Talsperrenbau auch beim Bau der Schwarzenbachsperre dauernd die größte Sorge bereitet hat“ (Dr. Enzweiler), der wird diesem Punkt volles Verständnis entgegenbringen.

Dem Grundsatz „Ersatz des gelernten Bauarbeiters durch den ungelerten und die Maschine“ wird man uneingeschränkt für die massive Sperre zustimmen; die Qualitätsarbeit aber, die die aufgelöste Mauer mit ihren mehrfach verminderten Massen erfordert, verlangt einen Stamm tüchtiger Facharbeiter, über deren Fehlen heute im gesamten Baufach immer wieder geklagt wird. Besserungen sind aber zu bemerken und werden sich weiter auswirken, wenn entsprechende Aufgaben diese verlangen. Eine solche Aufgabe ist die aufgelöste Staumauer, die, wie in Vöhrenbach festgestellt wurde, immer wieder trotz der Ungunst der Zeit die notwendigen Kräfte angezogen hat.

Umstritten ist auch die Frage der Ausführungszeit der aufgelösten Mauer gegenüber der Schweregewichtsmauer. Wie steht es in dieser Richtung? Auf die etwa vergleichbaren und zeitlich parallel laufenden Ausführungen der massiven Schwarzenbachsperre und der aufgelösten Tirsosperre ist bereits oben hingewiesen. Die Tirsosperre ist unmittelbar nach dem Kriege während derselben Zeitdauer (1919—23) gebaut worden, wie die um 6,00 m niedrigere Schwarzenbachsperre (1922—1925); rein äußerlich betrachtet, ergibt sich also für die höhere Tirsosperre mit ihrem wesentlich größeren Fundamentausbruch ein nicht unbeträchtlicher Vorsprung. Der Vergleich spricht noch mehr zu ihren Gunsten, wenn man erwägt, daß sie nicht in einer einheitlichen Bauweise (Mauerwerk und Beton) durchgeführt werden konnte, wie dies bei der Schwarzenbachsperre (Gußbeton) geschah. Zieht man ferner in Betracht, daß die letztere Baustelle mit den modernsten Baumaschinen ausgerüstet war und sich auf eine der leistungsfähigsten süddeutschen Bahnlinien stützen konnte, während bei der sardinischen Sperre noch wesentliche Bauvorgänge von Hand vollzogen wurden, so neigt sich die Schale noch mehr auf die Seite dieser Sperre. Bauwirtschaftlich noch rationeller wäre die aufgelöste Konstruktion zweifellos geworden, wenn die Ausbildung der Pfeiler in armiertem Beton hätte erfolgen können; hiergegen sprachen aber auf Sardinien besondere Gründe, die ein Abweichen von dieser Lösung rechtfertigten. Erst in diesem Falle hätten sich die Vorteile der aufgelösten Sperre in Verbindung mit dem neuzeitlichen Gußbetonverfahren, das natürlich auch hier Anwendung finden würde, sowohl hinsichtlich der Bauzeit, als auch nach der gesamten wirtschaftlichen Seite hin voll auswirken können.

Bei dem weiteren Vergleich der beiden Sperren ist im Auge zu behalten, daß die klimatischen Verhältnisse in Sardinien für die dortigen bis in die letzten Baumonate nur in einer Schicht betriebenen Arbeiten günstiger lagen, als für die Schwarzenbachsperre im 650 m hohen Schwarzwald. Dieser Vorzug der Baustelle am Tirso wird aber m. E. gegenüber der Schwarzenbachsperre wieder reichlich wettgemacht durch die weitaus kompliziertere Ausführung, die mitten in einer Wildnis unter den größten Schwierigkeiten vor sich gehen mußte, und durch die wesentlich geringere maschinelle Ausrüstung.

Mit Bezug auf die Vöhrenbachsperre ist verschiedentlich auf die verhältnismäßig lange Ausführungszeit hingewiesen worden. Im Interesse der Sache muß ich auf die Verhältnisse bei dieser Baudurchführung nochmals eingehen, obschon dieses früher an anderer Stelle eindringlich geschehen ist.

Wie bereits erwähnt, umfaßte der ursprüngliche Entwurf, auf Grund dessen der Zuschlag erteilt wurde, rd. 6000 cbm armierten Beton und sah mit Rücksicht auf die geologischen Verhältnisse eine Gründung von etwa 2 m Tiefe vor, da der gewachsene Fels direkt im Tal anstehen sollte. Für diesen Entwurf war beim Zusammentreffen aller günstigen Momente mit der Erledigung der Hauptarbeiten in einem Jahr gerechnet worden. Beim Beginn der Bauarbeiten zeigte sich aber die Un-

zulänglichkeit der bauseitig in ungenügender Weise vorgenommenen geologischen Voruntersuchungen; denn es wurden bei der Ausführung Gründungstiefen bis 10 m erforderlich; der vierfache Erd- und Felsausbruch fiel an. Hierdurch und durch weitreichende Verhandlungen mit den Behörden, für die keine Präzedenzfälle vorlagen, werden die Betonmassen wesentlich, und zwar auf rd. das Doppelte erhöht. Der Fundamentausbruch, den wir als Zuschlagsmaterial für den Beton vorgesehen und hierfür die Anlagen zugeschnitten hatten, wurde von der Bauherrschaft von der Verwendung ausgeschlossen und mußte auf die Schutthalde gefahren werden. An dessen Stelle war die Gewinnung des gesamten Materials im Steinbruch erforderlich. Da außerdem die Behörde erst am 5. Oktober 1922 ihre Genehmigung zum Bau der Sperre in aufgelöster Art gab, konnte der erste Beton vor diesem Tage nicht eingebracht werden, also im 850 m hohen Schwarzwald erst bei zu Ende gehender Bauzeit. Wie sich die Verhältnisse im folgenden Jahre 1923 entwickelten, zeigt am besten noch heute ein Blick auf die Kursentwicklung der Papiermark. Die schwierigen Geldverhältnisse verhinderten schon bald nach Aufgehen der Bausaison die Durchführung des vollen Betriebes. Wie es damals überhaupt möglich war, diese Baustelle — wenn auch lange Zeit ganz eingeschränkt — weiter zu betreiben, ist noch heute im Hinblick auf die hinter ihr als Bauherrschaft stehende, etwa 2000 Einwohner zählende Stadtgemeinde kaum verständlich. Nur ihrem rührigen, tatkräftigen Bürgermeister Kraut ist es zu verdanken, daß zu Zeiten, wo große Industrieunternehmungen keine Mittel aufbringen konnten, die Baustelle nicht ganz geschlossen werden mußte. Im Jahre 1924 konnte nur ein Vierteljahr — vom 1. August bis Ende Oktober — einigermaßen normal gearbeitet werden, und zwar mit dem schlagenden Erfolg, daß in diesem einen Vierteljahr die Mauer 14 m in die Höhe gewachsen ist; gleiche Fortschritte aus dem Massivbau sind mir nicht bekannt. Im folgenden Jahre wurde die Mauer zu Ende geführt. Als Bauzeit für diese Sperre mit mehr als den doppelten Massen gegenüber dem ursprünglichen Projekt kommen somit — wenn sämtliche Umstände in Rücksicht gestellt werden — zwei eigentliche Baujahre mit nur etwa zwei Dritteln ihrer Zeit in Frage.

Wird neben der 850 m hoch gelegenen Vöhrenbachsperre die vom Staatlichen Talsperrenbauamt Helmlinghausen in einer Meereshöhe von nur 350 m erbaute etwas höhere Diemel-sperre betrachtet, die, wie oben erwähnt, in massiver Mauerwerksausführung bereits im Jahre 1912 begonnen und nach entsprechender Unterbrechung durch den Krieg im Jahre 1919

wieder aufgenommen und bei laufendem Baubetriebe aber erst im Jahre 1924 mit ihrer Höhe von etwa 40 m und ihren 72 000 cbm Mauerinhalt beendet wurde, so kann auf jeden Fall Vöhrenbach mit der in Deutschland vollkommen neuen Sperren-art glänzend bestehen neben der durch viele analoge Ausführungen völlig klar liegenden altbewährten massiven Bauweise dieser Sperre.

Man kommt also aus den Erwägungen heraus, die die obigen Ausführungen und Gegenüberstellungen begleiten, nicht zu der Schlußfolgerung, wie sie die Befürworter der massiven Bauweise glauben machen wollen, daß nämlich bei der Schwergewichtsmauer sich die Hauptforderungen: geringste Kosten und schnellstes Bauen im Gegensatz zu der Eisenbetonsperre leichter und ziemlich vollständig erfüllen lassen. Es wird Fälle geben, in denen die Schwergewichtsmauer am Platze ist; insbesondere dann, wenn es sich um größere Höhen und günstige Steinbruchverhältnisse handelt. In abgelegenen Gegenden aber, wo die Transportfrage für Einrichtungen, Bindemittel usw. sehr stark ins Gewicht fällt und die Materialgewinnung ungünstig liegt, ist die aufgelöste Mauer mit ihren geringen Massen am Platze, besonders auch dann, wenn dieselbe in einer walddreichen Gegend errichtet werden soll, wo Sägegatter für das Herrichten des erforderlichen Holzes an Ort und Stelle betrieben werden können. Wenn keine außerordentlichen Verhältnisse vorliegen, so wird die aufgelöste Mauer gegenüber der massiven Sperre sicherlich bis zu mittleren Höhen im Vorzug sein und bei größeren Höhen nicht ungünstiger abschneiden, ganz besonders, wenn hinsichtlich Projektierung und Ausführung erst die reichen Erfahrungen vorliegen werden, die im Massivbau seit Generationen gesammelt worden sind. In Italien, wo unter dem Eindruck des Einsturzes der Gleno-Sperre einige Zeit hindurch die Schwergewichtsmauer das Feld allein beherrschte, sind heute längst wieder Ausführungen in aufgelöster Bauweise im Gange, um gar nicht von Amerika zu reden, wo aufgelöste Mauern bis zu den größten Höhen der deutschen Vollmauern ausgeführt werden. Nicht „die aufgelöste Mauer, die Schwergewichtsmauer“ soll das Schlagwort sein, vielmehr wird jeder Fall subjektiv durchgearbeitet werden müssen und unter Abwägung aller Umstände demjenigen Typus der Vorzug zu geben sein, der am wirtschaftlichsten erscheint und den vorliegenden Bedingungen am besten angepaßt werden kann. Ebenso wie neben den massiven Betonkonstruktionen sich im Baufach die aufgelösten Eisenbetonkonstruktionen ihren Platz erobert haben, ebenso wird die aufgelöste Stau-mauer ihren Platz neben der Schwergewichtsmauer für die Folge auch in Deutschland behaupten.

DIE TECHNISCHEN LEHREN DES STREITES UM DIE KÖLN-MÜLHEIMER STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN.

Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 674.)

II.

Da sich die Gutachter zufällig in zwei Lager gespalten hatten, von denen das eine die entscheidende Frage verneinte, das andere sie bejahte, mußte bei den Nichtfachleuten der Kölner Stadtverwaltung ein befremdender Eindruck hervorgerufen werden. Die Regie hatte hier keine glückliche Hand. Worin bestanden die Fehler des Verfahrens?

Die beiden Fragen der Stadt Köln an die 5 Sachverständigen waren zu eng gefaßt. Sie hätten durch eine dritte Frage ergänzt werden müssen: „Durch welche Verbesserungen sind die Bedenken gegen die Bogenbrücke zu beseitigen und mit welchem ungefähren Kostenaufwand?“

Warum wurde das Preisgericht in den Zwischenstadien und bei der Entscheidung zur Seite geschoben, obwohl es seine Aufgabe doch vorzüglich gelöst hatte?

Zum Gutachten der Bauverwaltung muß bemerkt werden, daß Kies von verschiedener Korngröße bekanntlich das dichteste Gemenge, also auch den günstigsten Baugrund darstellt. Ferner drängt sich die Frage auf, weshalb Auskolkungen, Ausweichungen oder Zusammenrückungen des Bodens sich nur bei einer Bogenbrücke, nicht aber bei einer Hängebrücke ungünstig auswirken sollen?

Die 5 Sachverständigen der Stadt Köln wurden mit Schreiben vom 19. Februar 1927 zur Abgabe eines Gutachtens aufgefordert; am 9. März wurden die beiden Fragen telegraphisch vorgelegt und die Gutachten sofort eingefordert; am 15. März fand die gemeinsame Sitzung der Sachverständigen statt. Die Zeit zu einer gründlichen Unterrichtung über die örtlichen Verhältnisse, zu einer Vertiefung und rechnerischen Behandlung der schwierigen Streitfragen war entschieden zu

knapp bemessen. So konnten die Gutachter nur auf Grund ihrer persönlichen Erfahrungen in anderen Gegenden und unter anderen Verhältnissen urteilen. Mit Ausnahme des Gutachtens unter 3. sind daher ihre Urteile viel zu allgemein, zu gefühlsmäßig gehalten, ohne zahlenmäßige Beweise, lediglich Vermutungen und Bedenken, aber keine Feststellungen. Das geologische Gutachten beginnt mit der unerwiesenen Behauptung: „Ein Abweichen der Widerlager um wenige Zentimeter gefährdet das Bauwerk“ (dabei sind 16 cm nach amtlichen Vorschriften zulässig, s. unter 11). So sehr wir die geologische Mitarbeit schätzen, empfehlen wir den Geologen doch dringend, Schlußfolgerungen, wie die vorliegenden über Gründungsverfahren, also über rein technische Ausführungsfragen, die unser Fachgebiet ausmachen, zu unterlassen. Nur durch die Eile ist wohl zu erklären, daß im Gutachten unter 4. allgemein behauptet wird, bei einer Hängebrücke treten nur vertikale, also keine horizontalen Stützkräfte auf, anstatt dies nur auf die Pylonenpfeiler zu beziehen. Die neue Hypothese über Belastungsschwankungen des Bodendruckes ist in der Form des Gutachtens unter 5. unverständlich und wirkt nur verwirrend. Das statische Gutachten unter 6. enthält nicht eine einzige errechnete Zahl und wiederholt nur allgemeine Gesichtspunkte. Manche belanglosere Einzelheiten dieser 5 Gutachten sind dadurch zu erklären, daß unter diesen Sachverständigen kein erfahrener Vertreter des Eisen- oder Massivbrückenbaues war.

Warum wurde es abgelehnt, die Akademie des Bauwesens in Berlin zu fragen, die sich am 29. März bereiterklärt hatte, innerhalb 4 Wochen ein Gutachten abzugeben? Sie ist, wie der Oberbürgermeister der Stadt Köln erklärte, die „oberste Körperschaft für alle diese Fragen in Preußen“ und umfaßt 59 führende Fachleute aus ganz Deutschland (von denen nur die Altmeister unseres Eisenbrückenbaues, Krohn und Carstanjen, ferner der Vorsitzende des Deutschen Betonvereins, sowie führende Wasserbauer, insbesondere für Gründungen, wie Engels u. a. genannt sein mögen. Um Zweifel wegen des Zeitaufwandes von 4 Wochen zu beseitigen, sei erwähnt, daß wir vor kurzem in dem gleichen Zeitraum in einem Siebener-Ausschuß der Akademie die viel schwierigere Frage beantwortet haben, ob der Entwurf des Schiffshebewerkes Niederfinow (bei 12 000 t Troggewicht, 36 m Hubhöhe und 6000 t Eisenaufwand) eine zweckmäßige und betriebssichere Lösung ist.

Warum wurden so wenig Bohrungen vorgenommen? Abgesehen von den knappen Ausschreibungsfristen vom 22. 9. bis 21. 12. 26, also von nur 3 Monaten, sollen „die Ausschreibungsunterlagen in allen Teilen durchaus klar, umfassend und gut vorbereitet gewesen sein“ (s. Bauingenieur 1927, S. 235). Wenn man nach der Tagung des Preisgerichtes Anfang Januar diese Lücke erkannte, wäre es doch viel zweckmäßiger gewesen, in $4\frac{1}{2}$ Monaten, anstatt 14 Gutachter zu hören, einige Dutzend Bohrlöcher an den umstrittenen Pfeilern auszuführen. Der Antrag der Firma Krupp zur Messung des Reibungswiderstandes gegen Gleiten an der Baustelle wurde bereits Anfang März gestellt, ohne beachtet zu werden. Als Leiter einer staatlichen Versuchsanstalt ist es mir unverständlich, wie man sich um den Wert μ monatelang streiten konnte, anstatt ihn in 8 Tagen an Ort und Stelle zu messen. Dabei drängt sich mir das Wort von Cornelius Gurlitt gelegentlich einer Wiener Tagung des Heimatschutzes auf: „Sodann bemächtigten sich die Juristen des Heimatschutzes und waren groß — im Erheben von Bedenken“. Machen wir uns frei von dieser Seite juristischen Geistes, den die beiden Fragen der Stadt Köln atmen und den wir leider oft genug vor Gericht üben müssen. Behalten wir den festen Boden unserer technischen Vorfahren unter den Füßen, der sich auf Erfahrung, Versuch und Rechnung gründet. Über jedem (!) Baubüro sollte das Leitwort stehen: Im Anfang war die Tat, nicht das Wort!

Der Hinweis des Vertreters der Bauleitung auf die Ausschreibungsunterlagen: „Den Bewerbern ist anheimgestellt,

weitere Bodenuntersuchungen selbst vorzunehmen“, ist wohl nicht ernst zu nehmen. Erst nach Auftragserteilung kann und soll der Unternehmer eingehendere Bodenuntersuchungen vornehmen, nicht vorher. Man stelle sich das Bild vor, wenn die Verfasser von 40 Entwürfen sämtlich vor dem Angebots-termin auf eigene Faust Probebohrungen im Rhein und an den Ufern, sowie Herstellung von Schurflöchern und Gleitversuche vornehmen wollten.

Drei sichtbare Mängel hafteten dem hier geübten Verfahren an:

1. Bei der Ausschreibung war die Schnellbahn vorgeschrieben; sie wurde dann weggelassen.

2. Die Stellung eines Pfeilers im Strom wurde erst als Möglichkeit zugelassen, später aber als unerwünscht bezeichnet.

3. Die Übertragung beträchtlicher Schubkräfte auf den Boden wurde erst nachträglich beanstandet.

Eine Anzahl von Bewerbern ist hierdurch irreführt worden, so daß nutzlose Arbeit geleistet wurde.

Als Leitsätze für künftige ähnliche Fälle möchte ich empfehlen:

I. Die Bauleitung hat in einfachen Fällen die Pflicht, sich über die in Betracht kommenden, denkbaren Lösungen und ihre Kosten selbst ein Bild zu machen durch Aufstellen von allgemeinen Entwürfen (Regelfall).

Sie dienen zur Klarstellung aller Grundbedingungen der Aufgabe, also der Lastannahmen (hier z. B. Schnellbahn oder nicht), der Fahrbahn-Anordnung (hier z. B. Auskragung der Fußwege, die ebenfalls erst nachträglich festgelegt wurde), der Pfeilerstellung im Grundriß, insbesondere der Zulässigkeit von Strompfeilern, der Bodenuntersuchung zur Feststellung des zulässigen lotrechten Bodendruckes und des Reibungswiderstandes μ , bei dem das Gleiten infolge wagerechter Kräfte eintritt (entweder sind die Bodenverhältnisse so eindeutig, daß die Werte des Schrifttumes ausreichen oder es müssen eigene Versuche durchgeführt werden.) Auch die Frage der Höhenlage der Tragwerks-Unterkante mit Rücksicht auf Durchfahrthöhe und Hochwasser hat oft nachträgliche Umwälzungen der Grundbedingungen der Aufgabe herbeigeführt.

II. In schwierigen Fällen, wie dem hier vorliegenden, hat die Bauleitung die Pflicht, sich durch einen Gedankenwettbewerb unter etwa 3 bis 4 Firmen zur Erlangung allgemeiner Entwürfe Klarheit über die in Betracht kommenden Lösungen und Baukosten zu verschaffen (Ausnahmefall).

Dabei ist den Verfassern volle Freiheit über die Wahl der Grundform zu lassen, so daß ein freies Spiel aller, auch der regsten Gedankenkräfte, entfaltet wird. Selbst so eigenartige Anregungen, wie die einer Verankerung durch einen Untertunnel für die Schnellbahn (s. unter 5) müssen begrüßt und ernstlich geprüft werden.

III. Auf Grund dieser nach I. oder II. erhaltenen allgemeinen (nicht baureifen) Entwürfe sind etwa noch fehlende Bodenuntersuchungen oder Verhandlungen mit Behörden nachzuholen und die Entscheidung über die Bauwerks-Grundform (Balken-, Bogen- oder Hängebrücke) herbeizuführen, gegebenenfalls unter Hinzuziehen von Sachverständigen in geringer Zahl.

IV. Das Schlußglied bildet die Ausschreibung unter Angabe der gewählten Grundform (Balken-, Bogen- oder Hängebrücke) unter einer Reihe von Firmen, wobei Sonderangebote mit Abänderungsvorschlägen im einzelnen noch zugelassen sind.

So selbstverständlich diese Gedanken erscheinen mögen, hätte man durch ihre Anwendung hier doch wesentlich an Zeit, Kraftaufwand und Volksvermögen gespart.

III.

Als Früchte dieses Wettbewerbes sind zunächst eine Reihe vorzüglicher Lösungen baulicher Einzelheiten des Eisentragwerkes zu nennen (s. Heft 15, S. 263 ff.). Einige weitere technische Lehren, Folgerungen und Probleme seien hier erörtert.

1. Die Grundformen des Balkens, Bogens oder Hängebogens. Dieser Wettbewerb scheint einen Wendepunkt im Zeitgeschmack zu bringen, den ich bereits in der Besprechung der Züricher Internationalen Brückenbau-Tagung 1926 ankündigte⁴.

Neben nur 7 Balkenbrücken stehen 18 Bogen- und 13 Hängebrücken. In engere Wahl kamen 1 Balken-, 2 Bogen- und 2 Hängebrücken. Diese damit ausgezeichnete Balkenbrücke, der Entwurf „Von Ufer zu Ufer“ der MAN, Werk Gustavsburg, stellt einen kühnen durchlaufenden Parallelträger von 216 m + 124 m Stützweite dar, bei 20 m Trägerhöhe, 1,6 m Gurthöhe, 7 Eisenlagen je 20 mm = 140 mm dick, Nietdurchmesser 29 mm; an einzelnen Stellen bei noch größeren Dicken sind Bolzen vorgesehen. Der Architekt wünschte einen einfachen Strebenzug, der zweifellos gut wirkt und verwirrende Überschneidungen vermeidet, aber den Nachteil eines Abstandes der doppelwandigen Querträger von 15,4 m bringt mit einem Mehraufwand von 800 t (gegenüber der üblichen Lösung mit Hängepfosten). Bei einer weiteren Steigerung solcher Ab-



Abb. 1. Montagezustand bei der Rheinbrücke Bonn-Beuel (Weihnachten 1897).

messungen hört die Wirtschaftlichkeit der Balkenbrücke, ja sogar ihre Ausführbarkeit allmählich auf (Weiteres s. Bauingenieur 1927, S. 304 unten). Wie zur Entschuldigung der Eintönigkeit der wagerechten Linien sagen die Verfasser: „Der strenge Charakter dieser Balkenbrücke erinnere an die Notwendigkeit, in Zeiten wirtschaftlicher Not wirtschaftliche Gesichtspunkte mitsprechen zu lassen.“ Der einzige Maßstab dafür sind aber die Baukosten, die hier 12,14 Millionen Mark gegenüber 12,92 Millionen Mark der Kruppschen Hängebrücke, also nahezu gleichviel betragen. Spätere Geschlechter werden die übertriebene Vorliebe unserer heutigen Architekten für die wagerechte Linie nicht verstehen.

Wenn nicht alle Zeichen trügen, beginnt heute nach einem etwa 10jährigen Zeitabschnitt einseitiger Begeisterung für die Balkenträger mit parallelen Gurten eine neue Blütezeit der weitgespannten Zweigelenk-Bogenbrücken, die wegen ihrer Steifigkeit besonders für Eisenbahnen in Betracht kommen⁵.

Hierbei entstehen nun verschiedene Probleme, die uns künftig noch weiter beschäftigen werden, u. zw.:

⁴ s. „Der Bauingenieur“ 1926. Oktober.

⁵ Als ausländische Beispiele seien genannt: Die Hellgate-Brücke bei New York (l = 298 m). Die Sydney-Brücke (l = 500 m) und der Entwurf der 501 m weitgespannten Fachwerkbogen-Brücke über den Kill van Kull zwischen Bayonne (New Jersey) und Port Richmond (Staten Island), s. Bauingenieur 1927 S. 406 (Trägerabstand 21,6 m = l: 23,6).

I. Die Knicksicherheit des Bogens in wagerechtem Sinne, aber auch in lotrechtem Sinne⁶.

II. Die Aussteifung der beiden Tragwände durch Windverbände oder Rahmen⁷.

III. Der Einfluß von wagerechten Widerlager - Verschiebungen auf die Bogenspannungen.

Die Hängebrücken mit oder ohne aufgehobenem Horizontalzug werden künftig ebenfalls mehr wie bisher angewendet werden⁸, hauptsächlich für Straßenbrücken mittlerer Stützweite, wo der Nachteil größerer Durchbiegungen und Schwingungen nicht so hinderlich ist, wie bei Eisenbahnbrücken. Bei der Berechnung empfiehlt es sich jedoch (vergl. Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073, Bauingenieur 1927, Heft 21), die Stoßzahl für Hängebrücken wesentlich höher zu wählen, z. B. bei $l = 100$ m besser $\varphi = 1,40$, anstatt 1,25. Die Erfahrungen und Beobachtungen an der Köln-Mülheimer-Brücke werden für die weitere Anwendung der Kabelbrücken ausschlaggebend sein.

2. Die Gründungsverfahren. a) Aufgabe: Unmittelbar neben dem Rheinstrom ist ein Uferpfeiler zu gründen, 52 m lang, 25 m breit bei 9 m Tiefe der Sohle unter Mittelwasser. Besonderer Wert wird auf die Besichtigung der Baugrube gelegt.

b) Folgende drei Verfahren kommen in Frage:

I. Das uralte Verfahren des Betonierens in offener Baugrube, mit Erfolg angewendet bei den Rheinbrücken in Bonn 1897 und in Duisburg-Hochfeld 1926. Empfohlen wird:

Einrammen von eisernen Spundwänden, Ausheben der Baugrube mit Greifern oder Baggern unter Wasser, Betonieren unter Wasser mit Schütt-Trichtern bis zu 4 m Höhe im Mischungsverhältnis 1:4, wobei gleichzeitig

das Wasser mittels Heber in gleicher Höhe gehalten wird, wie im Rheinstrom, und Auspumpen der Baugrube, endlich Aufbetonieren im Innern. Der Baugrund kann mittels einer besonders hergestellten Taucherglocke abgesehen werden. Vorteil: Gegebenenfalls ist hierbei eine Verstärkung des Bodens durch einzurammende Eisenbetonpfähle möglich, die volle Sicherheit gegen Setzen und auch gegen Gleiten bieten.

II. Grundwasserabsenkung. Eiserne Spundwände wie vorher, Absenken des Wasserstandes in der Baugrube bis 9 m Tiefe unter Mittelwasser und damit nach Aushub vollkommene Trockenlegung der Bausohle, die einwandfrei offen besichtigt werden kann. Die Spundwände müssen durch wagerechte Rahmen sicher abgesteift werden. Möglichkeit der Verstärkung durch Pfähle wie bei a).

Bei a) und b) darf mit Bestimmtheit darauf gerechnet werden, daß als stille Reserve der passive Erddruck an der Stirnseite und die Reibung an den Seitenflächen wirken.

III. Die Caissongründung bietet den Vorteil der jederzeitigen Bodenbesichtigung, hat aber folgende Nachteile:

a) Durch den Anlauf der Caissonwände wird das Erdreich gelockert, so daß mit dem passiven Erddruck erst bei einer

⁶ s. Hawranek „Über die Knicksicherheit von Bogenbrücken“, (vergl. den Bericht der Züricher Ingenieurtagungen 1926 im Bauingenieur, 1926, Heft 43).

⁷ s. W. Gehler, Der Rahmen, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, 1925.

⁸ vergl. die neue Hängebrücke am Humboldthafen in Berlin mit $l = 96$ m Spannweite (s. Bautechnik 1927, S. 306).

beträchtlichen Pfeilerschiebung gerechnet werden darf. Die Reibung an den Seitenflächen fällt fort.

b) Die Tragfähigkeit des Bodens muß mit wachsender Tiefe dann beständig zunehmen, wenn er vollständig gleichartig ist. Kommt aber plötzlich eine ungünstige Schicht, so ist eine Verstärkung durch Pfähle wie bei a) und b) ausgeschlossen. Man muß sie durchfahren in der Hoffnung, besseren Boden in größerer Tiefe zu finden oder aber wohl oder übel auf der weniger tragfähigen Schicht stehen bleiben. (Beispiel: Mainzer Rheinbrücke, wo man sich dann schweren Herzens entschloß, auf einer ungünstigen Letteschicht zu gründen.)

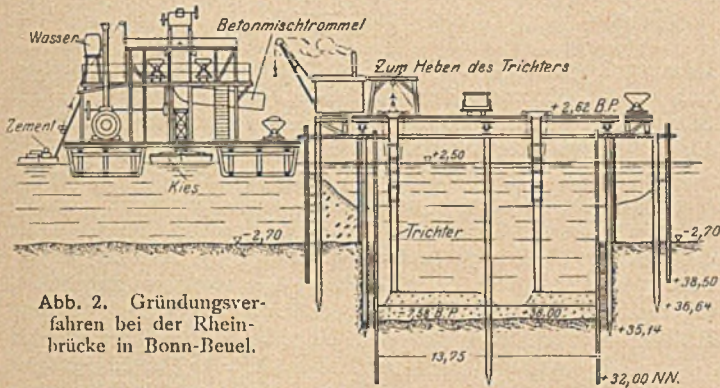


Abb. 2. Gründungsverfahren bei der Rheinbrücke in Bonn-Beuel.

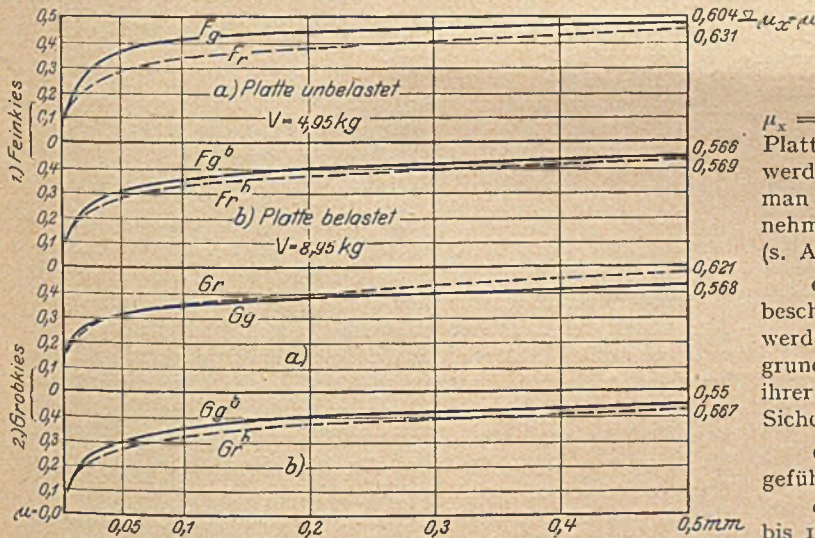
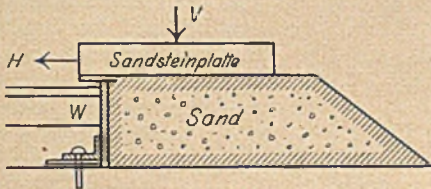


Abb. 3. Ergebnisse der Reibungsversuche von H. Engels. Zeitschrift für Bauwesen 1896.

Jedes dieser drei Verfahren ist hier durchführbar, die Luftdruckgründung, bei der die Sohle wagerecht sein muß, jedoch zweckmäßig in Verbindung mit dem Verbesserungsvorschlag der schweren massiven Nebenöffnung. Jedes Verfahren bietet naturgemäß Vorteile und Nachteile. Das Verfahren unter I. wurde mit vollem Erfolge bei den Brücken in Bonn 1897 und in Duisburg-Hochfeld 1926 ausgeführt, darf also keineswegs als veraltet bezeichnet werden.

c) Die eiserne Straßenbrücke bei Bonn-Beuel, erbaut 1897 bis 1898 nach dem Entwurf von der Gutehoffnungshütte A. G., R. Schneider, Berlin, und Architekt Bruno Möhring, Berlin; Zweigelenbogen mit den Grundmaßen $l = 188$ m, $f = 29,6$ m, $h = 4,80$ m, Brückenbreite $b = 9,0$ m, sodaß

$f:l = 1:6,35$ und $b:l = \text{rd. } 1:21$ ist. Die beiden Seitenöffnungen haben 93,6 m Stützweite. Abb. 1 zeigt den freistehenden Hauptbogen, der ohne Zugband ausgeführt ist, wobei die Seitenöffnungen noch fehlen, also die Schubkräfte durch das Eigengewicht von den Stropfweilern voll aufgenommen werden.

Die Gründung erfolgte in offener Baugrube (Abb. 2) nach dem unter 2a beschriebenen Verfahren, und zwar im Schutz von Fangedämmen (zwischen einer äußeren hölzernen Spundwand, 20 cm stark und über Kreuz gestellten I-Eisen NP 32 und 16 als innere Spundwand). Der Boden bestand in 16 m festgelagertem Kies, der, mit Sand gemischt und mit einzelnen Steinen durchsetzt, bald feiner, bald gröber war; darunter lag weißer Ton. Die hölzerne Spundwand konnte nur 3 m tief, die 16 m lange eiserne Spundwand 9 m tief in den Boden eingerammt werden. Bei einer Grundrißfläche der Pfeiler von $10,6 \cdot 27,0 = 286$ m² war die stärkste Bodenpressung $\sigma = 5,2$ bzw. $5,7$ kg/cm², dagegen beim Kruppschen Entwurf in Köln nur $\sigma = 4,65$ kg/cm². Im Bauzustand der Abb. 1 war $\sigma = 4,3$ kg/cm² also nahezu ebenso hoch. Die Betonierung erfolgte mit Trichtern (s. Abb. 2), die 12 m lang waren und 60 cm Durchmesser hatten.

3. Der Streit um die Reibungszahl μ der Bodenfuge. Vorschlag der Bezeichnung: Aus der Zeichnung ist zu entnehmen $\mu' = \text{tg } \alpha = H:V$, aus dem Versuch ergibt sich $\mu = \text{tg } \varrho$ und als Sicherheit $v = \mu:\mu' = \text{tg } \varrho:\text{tg } \alpha$ (nicht etwa $v = \varrho:\alpha$).

Weiteres Problem: Dieser Streit lehrt, daß künftig an Baustellen möglichst oft und möglichst genau

a) die Funktion $\Delta y = f(\sigma)$ zu bestimmen ist. ($\Delta y =$ lotrechte Einsenkung auf der Bausohle und $\sigma = P:F =$ lotrechte Bodenpressung.) Man findet in der Regel jeweils wie beim Zerreißversuch von Flußstahl eine Art Proportionalitätsgrenze σ_p , mindestens durch Verlängerung der Kurventangenten. Mit σ_{zul} darf man nahe bis an σ_p herangehen.

b) Außerdem ist nach dem Vorgang von H. Engels (s. Teil I Fußnote 2 und Abb. 3) mit möglichst großen Abmessungen der Platten $\Delta x = f(\mu_x)$ zu bestimmen, wobei $\Delta x =$ wagerechte Verschiebung und $\mu_x =$ (wagerechte Zugkraft H): (lotrechte Belastung V der Platte) ist. Durch eine Vereinbarung müßte noch genormt werden, bei welchem Wert $\Delta x = 0,1$ oder $0,3$ oder $0,5$ mm man den Grenzwert $\mu_x = \mu$ (wahrscheinlich bei $0,5$ mm) annehmen will, weil die Funktion hier nichtgradlinig verläuft (s. Abb. 3).

c) Endlich sollte statistisch in Handbüchern und Baubeschreibungen für Bogenbrücken jeweils $\text{tg } \alpha = H:V$ ermittelt werden unter gleichzeitiger genauer Beschreibung der Baugrundverhältnisse (Bodenart, Tiefe der Sohle und Größe ihrer Grundfläche), damit festgestellt werden kann, welchen Sicherheitsgrad ausgeführte Beispiele haben.

d) Für die beiden folgenden in den Gutachten öfter angeführten Brücken möge $\mu' = \text{tg } \alpha$ hier errechnet werden:

a) Die Düsseldorfer Straßenbrücke, erbaut 1897 bis 1899 von der Gutehoffnungshütte A. G., Holzmann & Co. und Schill; Zweigelenbogen mit den Grundmaßen der beiden Stromöffnungen $l = 181,3$ m sowie weitere 4 Öffnungen mit $l = 57,6$ bis $63,4$ m, $f = 27,4$ m, $h = 5,0$ m, Trägerabstand $b = 9,70$ m, so daß sich $f:l = 1:6,63$ und $b:l = 1:18,7$ ergibt.

Der Untergrund besteht aus mehr oder weniger grobem Kies, untermischt mit sandigen Schichten. Als Bodenpressung wurde 5 kg/cm² zugelassen. Bei der Verbreiterung der Brücke 1924 erhöhte man diese zulässige Bodenpressung auf $6,5$ kg/cm².

Der linksrheinische Uferpfeiler hat eine Grundfläche von $13,0 \cdot 31,0 = 403$ m². Die lotrechten Lasten betragen $V = 13667$ t, die wagerechten Kräfte $H = 3691$ t, so daß sich $\mu' = \text{tg } \alpha = H:V = 0,268$ errechnet und der Schub für 1 m Pfeilerbreite zu $H:b' = 3691:31,0 = 119$ t/m.

β) Die Prinzregenten-Straßen-Brücke in Wilmersdorf der Eisenbahndirektion Berlin weist unter den Stadt-

bahngleisen nach Abb. 4 die Werte $\mu' = \operatorname{tg} \alpha = 0,36$ und $H:b = 166 \text{ t/m}$ auf.

4. Die Zusatzspannungen im Zweigelenkbogen beim Ausweichen der Widerlager. Eines der wertvollsten Ergebnisse dieser Erörterungen ist der Hinweis des Gutachters unter 11, wonach diese Zusatzspannungen $\Delta \sigma$ bei gleich großer Stützenverschiebung (z. B. um $\Delta l = 10 \text{ cm}$) proportional $\frac{1}{l}$ sind, also um so kleiner, je größer die Stützweite ist, nämlich

$$\Delta \sigma = C' \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{h}{f}.$$

Bleibt bei einer kleinen und einer großen Bogenbrücke das Verhältnis der Bogenstärke h im Scheitel zur Pfeilhöhe f das gleiche und ist der zulässige Wert $\Delta \sigma$ hier durch die Reichsbahn-Vorschriften zu $\Delta \sigma = 220 \text{ kg/cm}^2$ gegeben, so erhält man als zulässige Widerlagerverschiebung:

$$\Delta l_{\text{zul}} = C'' \cdot l.$$

Schon das statische Gefühl sagt, daß bei einer Bogenbrücke von $l = 30 \text{ m}$, z. B. eine Verschiebung $\Delta l = 1 \text{ cm}$ dieselbe Bogen-

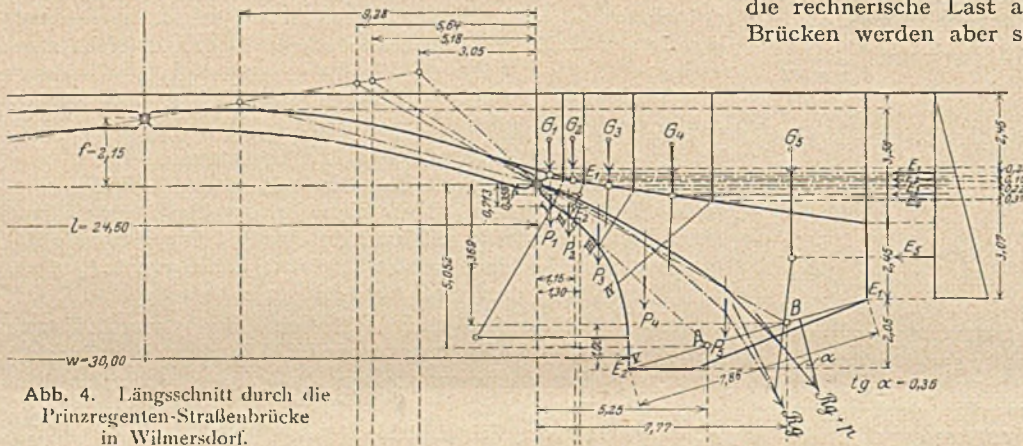


Abb. 4. Längsschnitt durch die Prinzregenten-Strassenbrücke in Wilmersdorf.

spannung hervorrufen wird, wie $\Delta l' = 10 \text{ cm}$ bei einer ähnlich vergrößerten Bogenbrücke von $l' = 300 \text{ m}$ oder mit anderen Worten: Je größer die Stützweite ist, um so kleiner werden die Zusatzspannungen bei gleich großer Stützenverschiebung Δl . Hierin ist ein wesentlicher Vorzug weitgespannter Bogenbrücken zu erblicken.

5. Die Zweckmäßigkeit schwerer massiver Nebenöffnungen ist ja längst bekannt. Ein weiterer wertvoller Hinweis, der dem Gutachter unter 15 zu danken ist, besteht nur hinsichtlich des Wirkungsgrades in unserem Falle, wie folgende Nachprüfung zeigt. Die Stützweite einer massiven schweren Eisenbahnbrücke sei $l = 57,0 \text{ m}$, die Pfeilhöhe $f = 5,7 \text{ m}$ (also $f:l = 1:10$), ferner die Scheitelstärke $h = 1,70 \text{ m}$, die Höhe des Betongewichtes am Kämpfer $5,7 + 1,7 = 7,4 \text{ m}$. Dann ist unter der Annahme eines Parabelbogens das Eigengewicht für 1 lfd. m und 1 m Tiefe (Raumgewicht = $2,3 \text{ t/m}^3$)

$$g = \left(1,7 + \frac{1}{3} \cdot 7,4 \right) \cdot 2,3 = 9,5 \text{ t/m}$$

und der Bogenschub

$$H = \frac{g l^2}{8 f} = 9,5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 10 \cdot 57,0 = 678 \text{ t/m.}$$

Die große Bogenbrücke des Krupp-Schlüterschen Entwurfes mit $l = 333 \text{ m}$ übt aber bei $27,6 \text{ m}$ Brückenbreite einen Bogenschub von

$$18500 \text{ t} : 27,6 \text{ m} = 670 \text{ t/m,}$$

also von genau derselben Größe, wie eine schwere massive Bogenbrücke von $l = 57 \text{ m}$ Spannweite aus.

Das an sich uralte Mittel, den massiven Bogen möglichst schwer zu machen und seine Stützweite diesem hier errechneten Werte anzupassen, ist hiernach vorzüglich geeignet, den Sicherheitsgrad der Pfeiler gegen Gleiten wesentlich zu erhöhen.

6. Die Bedeutung der neuen Baustähle geht aus diesem Wettbewerb klar hervor. Mit St. 37 hätten derartige glänzende Erfolge keinesfalls erzielt werden können. Als einer der Vorkämpfer des St. 48 und des Si-Stahles fühle ich mich jedoch verpflichtet, auf folgenden Umstand hinzuweisen.

Für einen Balken auf zwei Stützen von der Höhe h , der Stützweite l , mit der Durchbiegung δ ist¹⁾

$$\frac{\delta}{l} = \frac{1}{6 E} \cdot \frac{l}{h} \cdot \sigma. \quad (2)$$

Hieraus folgt die bekannte Schattenseite aller hochwertigen Stähle. Behält man die gleiche Schlankheit ($l:h$) wie bei St. 37 bei, so erhöht sich die Durchbiegung δ im Verhältnis der zulässigen Spannungen $\sigma = \sigma_{\text{zul}}$. Man hat nun aus Entgegenkommen die Vorschriften über die zulässigen Durchbiegungen bei Brücken neuerdings sehr gelockert. Früher empfahl⁹ ich für Straßenbrücke $\delta:l = 1:1200$; heute enthält der Entwurf DIN 1073 (s. Bauingenieur 1927, Heft 21) $\delta:l = 1:600$ (das gibt bei $l = 60 \text{ m}$ den Wert $\delta = 10 \text{ cm}$, wenn wirklich die rechnerische Last auf die Straßenbrücke käme). Unsere Brücken werden aber sicherlich künftig viel weicher werden

als bisher. Mit den Durchbiegungen wachsen jedoch auch die Schwingungen, über deren Einwirkungen auf den Bestand der Brücke wir noch nichts Sicheres wissen, ebensowenig wie über die Schwingungsfestigkeit und ihre tiefere Bedeutung, also über das alte Problem von Wöhler. Ich möchte daher davon abraten, bis an die äußerste Grenze dieser zulässigen Durchbiegung $\delta = \frac{1}{600} l$ zu gehen, bevor die mit allem Nachdruck zu betreibenden Versuche Klarheit gebracht haben.

IV.

Da die Entscheidung in der hier nicht behandelten, letzten beschränkten Ausschreibung zugunsten der Hängebrücke erfolgt ist, scheint es zunächst, als ob die Frage der Ausführbarkeit weitgespannter Bogenbrücken nur akademischen Wert habe. Sie ist aber durchaus von praktischer weittragender Bedeutung, weil bei großen Stützweiten die Bogenbrücken gerade für die heutigen schweren Lastenzüge der Reichsbahn die zweckmäßigsten und schönsten Lösungen bilden. (Der Bogenschub von Verkehr und von Eigengewicht verhält sich bei Köln-Mülheim wie 1:3). Ob man für eine Straßenbrücke großer Spannweite eine gewaltige Bogenbrücke oder die äußerst elegant und leicht wirkende Hängebrücke wählt, ist letzten Endes lediglich eine Frage des Geschmackes und der rein persönlichen Vorliebe, außerdem aber doch wohl auch eine Frage der Kosten. Bisher ist stets eine Hängebrücke mittlerer Spannweite teurer als eine Bogenbrücke geworden. Die Erfahrungen beim Bau der neuen Köln-Mülheimer Hängebrücke werden daher auch hinsichtlich der Kosten sehr lehrreich werden¹⁰. Das Problem der großen Bogenbrücke ist aber, wie ein Stein am Berghang, ins Rollen gekommen und läßt sich nicht mehr aufhalten. Bedauerlich ist nur, daß eine Entscheidung über die vollkommen entgegengesetzten Ansichten der beiden Lager von Sachverständigen (s. Teil I, unter 1. bis 7. einerseits und 8. bis 16. andererseits) überhaupt nicht erfolgt ist, obwohl die einmal aufgerollte Frage gebieterisch zu einer Entscheidung

⁹ s. W. Gehler, Taschenbuch für Bauingenieure, IV. Aufl. S. 1774.

¹⁰ vgl. Fußnote 1.

für oder wider drängt. Ich war daher bemüht, zunächst rein berichtend, den Stoff wiederzugeben, sodann die an sich anfänglich unbedeutend erscheinenden Fehler im Verfahren und ihre offensichtlichen unerfreulichen Auswirkungen als warnendes Beispiel zu kennzeichnen und endlich die technisch wissenschaftlichen Lehren zu ziehen. In der Streitfrage selbst komme ich rein persönlich zu folgendem Ergebnis.

Nach gründlicher Durcharbeitung des ganzen Stoffes bin ich trotz anfänglicher Bedenken zu der Überzeugung gekommen, daß die von den Firmen Krupp und Schlüter geplante Bogenbrücke von 333 m Spannweite in Köln-Mülheim wohl ausführbar ist, und zwar unter Anwendung jeder der drei unter III,2 beschriebenen Gründungsarten. Die Ausführung in offener Baugrube hat den großen Vorteil, daß der Boden durch Eisenbetonpfähle verstärkt werden kann. Auf alle Fälle empfiehlt es sich, nach dem Vorschlage des Vertreters des Betonbaues unter 15. die Spannweite der massiven Nachbaröffnungen auf 43,5 m zu vergrößern, womit 45% des wagerechten Schubes der Hauptöffnung aufgehoben werden können. Diese Maßnahme muß jedoch getroffen werden, wenn die Luftdruck-

gründung mit wagerechter Sohle gewählt wird. Dann ist ohne Annahme des passiven Erddruckes die Reibungszahl $\mu' = \tan \alpha = H:V = 0,195$ bzw. $0,230$, also zweifellos unbedenklich.

Wenn das Geschick jetzt hauptsächlich infolge des Wegfalles der Schnellbahn für die Hängebrücke entschieden hat, ist doch damit zu rechnen, daß bei den übrigen geplanten deutschen Rheinbrücken dasselbe Problem wieder auftaucht, nachdem die Geister einmal geweckt sind. Daher erscheint es geboten, die im III. Teil gekennzeichneten technischen Fragen (die Knicksicherheit der gekrümmten Träger im wagerechten und lotrechten Sinne, die Querverbände und die versuchstechnischen und statistischen Studien über die Tragfähigkeit von Kies- und Sandboden bei wagerechten Lasten) in der Zwischenzeit kräftig zu fördern, damit diese Probleme voll ausgereift sind, wenn bei der nächsten großen Brücke die Entscheidung fallen muß.

Führt so der Geister Streit zum endlichen Siege eines kühnen Gedankens, dann lohnte sich der Kampf, dann waren die Opfer an Zeit, Geld und Kraft nicht vergebens.

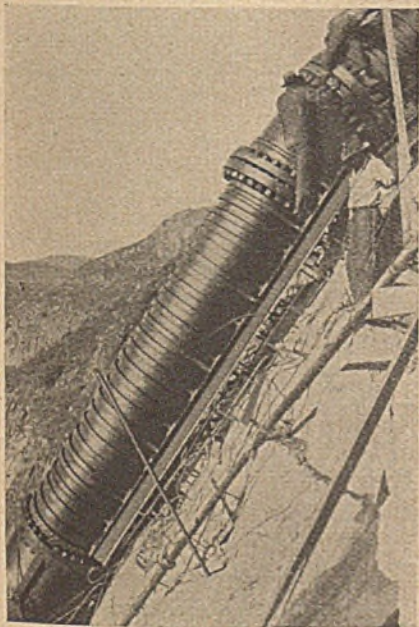
Dresden, Ende Mai 1927.

W. Gehler.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hochdruckrohrleitung des Balch-Kraftwerkes in Kalifornien.

Das Balch-Kraftwerk, rd. 50 km östlich von Fresno in Kalifornien, hat eine Druckrohrleitung an Hängen von 45° bis 60° mit 1490 m Länge, 826 m Gefälle und 1,50 bis 1 m Lichtweite, die sich 90 m oberhalb des Kraftwerkes in zwei Äste von je 0,85 m Weite gabelt. Die Längsnähte der Röhren sind unter Hämmern geschweißt und ausgeglüht, die Rundnähte einfach und doppelt und mit Bunden genietet, in der untersten Strecke mit abgedrehten Flanschen und Bolzen bis 75 mm Stärke verbunden (s. Abb.).



In der unteren Hälfte ist die Rohrleitung durch aufgeschraubte Ringe verstärkt (s. Abb.). Die Rohr- und Flanschstärken und die Schrumpfringe sind den Druckverhältnissen jeder Stelle angepaßt und damit unnötige Baustärken vermieden. Die 6 m langen Rohrstücke sind an jedem zweiten Stoß, im oberen dünneren Teil alle 9 m in Betonblöcken verankert. Die untersten 90 m sind vom Krafthaus her, die übrige Leitung von einer auf halber Höhe liegenden Straßenkreuzung aus zusammengebaut. Von einem Lagerplatz dort wurde die obere Strecke durch eine Vollspurbahn mit einem Windwerk am oberen Ende bedient und die Rohre während der Lagerung auf den Arbeitsbühnen durch Kabel an den Betonankerblöcken gehalten. Für die untere Strecke

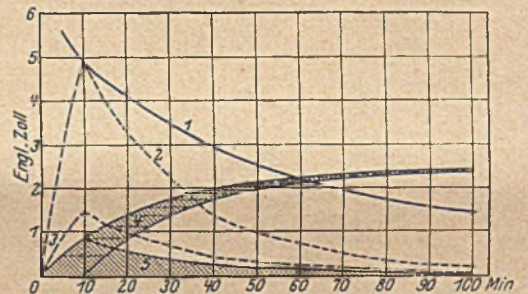
wurden die Rohre nach einer Baubühne am unteren Ende hinabgelassen und von dort aus mittels eines fahrbaren Krans mit 2,4 m Spurweite vorgebaut. Die Röhren wurden mit doppeltem Asphaltanstrich angeliefert und auf der Baustelle nur Schäden nachgebessert. Zum Schutz gegen Steinschlag ist der Hang sorgsam von losen Stellen beraumt und die unterste Strecke von 90 m voll einbetoniert worden. Die ganze Rohrleitung mit 1328 t (je 900 kg) Gewicht wurde in vier Monaten verlegt. (Nach Engineering News-Record vom 10. März 1927, S. 406-409 mit 6 Lichtbild.)

Abflußberechnung für Regenwasserkanäle.

Aus den zehnjährigen Durchschnittswerten der Regenhöhen von Columbus (Ohio) sind entwickelt die Abflußlinien für 1 acre (= 40 ar), voll und mit 30% Abfluß berechnet, und die Abflußhöhen eines

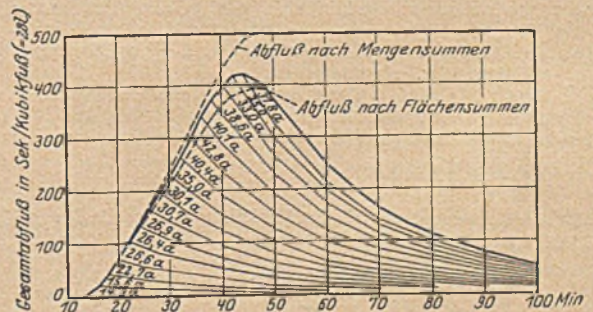
10-Minuten-Regens (Abb. 1), weiter aus den Beitragsflächen (in acres je 0,4 ha) für je 2 Min. Abflußzeit und den zugehörigen Regenhöhen (mit 30% Anteil) die Abflußmengen zusammengestellt, einerseits aus der Summe der Teilabflußmengen, andererseits aus der Summe der Teilabflußflächen und den der zugehörigen Abflußzeit entsprechenden Regenhöhen (Abb. 2).

Das erstere Verfahren gibt sehr hohe Werte, das zweite ist das allgemein angewendete. Das Verfahren paßt ohne Mehrarbeit für jede Regenhöhenlinie und jede Regendauer und jede stetige oder veränder-



Linie 1: 10 jäh. Durchschnitt der Regenhöhen in Zoll (= 25 mm) für 1 h.
2: Abfluß für 1 acre (= 40 a) in Sek.-Kubikfuß (= 28 l) (C=100 %).
3: Abfluß für 1 acre (= 40 a) in Sek.-Kubikfuß (= 28 l) (C=30 %).
4: Abflußhöhen eines 10-Min.-Regens in Zoll (= 25 mm).
5: Fläche 4 auf die Grundlinie aufgetragen.

Abb. 1.



a = acre (= 40 a). Gesamtfläche 486 acres.
10 Min. Regendauer, 30% Ablaufzahl.

Abb. 2.

liche Abflußzahl. (Nach John A. Rousculp, Kanalingenieurassistent in Columbus (Ohio), in Engineering-News-Record vom 17. Febr. 1927, S. 270-271 mit 3 Zeichn. und 3 Zahlentafeln.)

N.

Einwirkung einer einseitigen, auf einer Konsole ruhenden Säulenlast mit Berücksichtigung der Biegemomente der Säule.

Von Dipl.-Ing. Hugo Weil, Breslau.

Eine zu einer Hochbaukonstruktion gehörige Säule trägt in ihrem mittleren Teile eine Konsole, auf welcher im Abstände e von der Säulenachse eine Last P aufliegt. Die Säule ist oben und unten fest eingespannt, und die Konsole liegt in den Abständen a und b von den Einspannstellen.

An Unbekannten sind vorhanden die wagerechten Reaktionen A und B , ferner die Einspannungsmomente M_A und M_B .

Den vier Unbekannten stehen zwei Gleichungen gegenüber, so daß das System zweifach statisch unbestimmt ist.

Es werden nun im folgenden einfache Verfahren zur Ermittlung der Unbekannten gezeigt.

Verwendung der Endverdrehungswinkel, welche durch die Momente M_A , M_B und $M = P \cdot e$ entstehen (Abb. 1). Die Summe der Verdrehungswinkel im Punkte A, wie auch im Punkte B, muß gleich

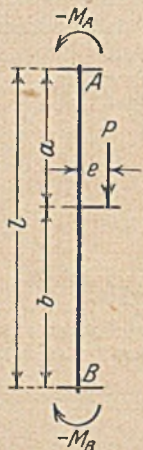


Abb. 1.

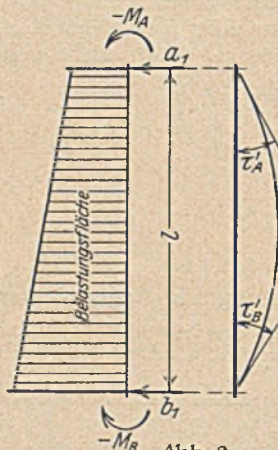


Abb. 2.

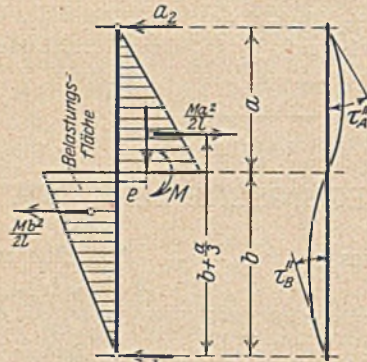


Abb. 3.

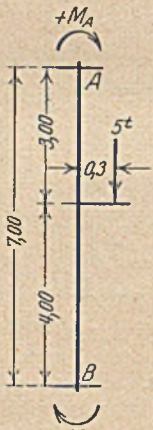


Abb. 4.



Abb. 5.

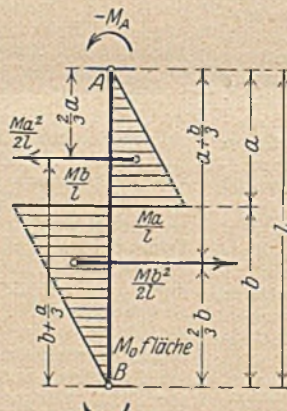


Abb. 6.

Null sein, und daraus ergeben sich die beiden Bestimmungsgleichungen.

Der Richtungssinn der Momente M_A und M_B wird vorläufig, wie in Abb. 1 dargestellt, angenommen.

Die durch M_A und M_B entstehenden Verdrehungswinkel erhält man leicht, indem man die Momentenflächen für M_A und M_B als Belastungsflächen auffaßt, und die Stützdrukke derselben berechnet ($\frac{dM}{dx} = \text{tg } \alpha = Q$) (Abb. 2).

Nach Abb. 2 ergeben sich die Reaktionen bzw. die durch M_A und M_B hervorgerufenen Verdrehungswinkel:

$$a_1 = \tau'_A = \frac{1}{EJ} \left[-M_A \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} l \cdot \frac{1}{l} - M_B \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} l \cdot \frac{1}{l} \right]$$

$$= -M_A \frac{1}{3EJ} - M_B \frac{1}{6EJ}$$

$$b_1 = \tau'_B = \frac{1}{EJ} \left[-M_A \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} l \cdot \frac{1}{l} - M_B \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} l \cdot \frac{1}{l} \right]$$

$$= -M_A \frac{1}{6EJ} - M_B \frac{1}{3EJ}$$

Nach Abb. 3 erhält man die durch das Moment $M = P \cdot e$ hervorgerufenen Reaktionen bzw. Verdrehungswinkel:

$$a_2 = \tau''_A = \frac{1}{EJ} \left[\frac{M a^2}{2l} \frac{b + \frac{a}{3}}{1} - \frac{M b^2}{2l} \cdot \frac{2}{3} b \cdot \frac{1}{l} \right] = \frac{M}{6EJl} (l^2 - 3b^2)$$

ebenso

$$b_2 = \tau''_B = \frac{M}{6EJl} (3a^2 - l^2)$$

Die Summe der Verdrehungswinkel im Punkt A gleich Null ergibt die eine Bedingungsgleichung:

$$\sum \tau_A = \tau'_A + \tau''_A = -M_A \frac{1}{3EJ} - M_B \frac{1}{6EJ} + \frac{M}{6EJl} (l^2 - 3b^2) = 0$$

Ebenso im Punkte B:

$$\sum \tau_B = \tau'_B + \tau''_B = -M_A \frac{1}{6EJ} - M_B \frac{1}{3EJ} + \frac{M}{6EJl} (3a^2 - l^2) = 0$$

Nach Vornahme von Vereinfachungen ergeben sich die Bestimmungsgleichungen für die Einspannungsmomente M_A und M_B mit:

$$(1) \quad -2M_A - M_B = -\frac{M(l^2 - 3b^2)}{l^2}$$

$$(2) \quad -M_A - 2M_B = -\frac{M(3a^2 - l^2)}{l^2}$$

Daraus ergibt sich:

$$M_B = -\frac{M a}{l^2} [2l - 3a]$$

$$M_A = +\frac{M b}{l^2} [2l - 3b]$$

M_A ergibt ein positives Resultat, somit nicht linksdrehend, wie ursprünglich angenommen, sondern rechtsdrehend. Es soll nun an einem Zahlenbeispiel der Momentenverlauf gezeigt werden (Abb. 4).

$$P = 5,00 \text{ t}; \quad e = 0,30 \text{ m}; \quad a = 3,00 \text{ m}; \quad b = 4,00 \text{ m};$$

$$l = 7,00 \text{ m}; \quad M = P e = 1,5 \text{ tm}$$

Mit diesen Werten die Einspannungsmomente:

$$M_A = +\frac{M b}{l^2} [2l - 3b] = \frac{1,5 \cdot 4,0}{49,0} [14 - 12] = +0,244 \text{ tm}$$

$$M_B = -\frac{M a}{l^2} [2l - 3a] = \frac{1,5 \cdot 3,0}{49,0} [14 - 9] = -0,46 \text{ tm}$$

Die wagerechte Reaktion:

$$A = \frac{M}{l} + \frac{M_A}{l} + \frac{M_B}{l} = \frac{1,5}{7,0} + \frac{0,244}{7,0} + \frac{0,46}{7,0}$$

$$A = 0,214 + 0,035 + 0,065 = 0,314 \text{ tm}$$

In Abb. 5 ist der Momentenverlauf dargestellt und ergibt sich aus folgender Berechnung:

Im Punkte m oberhalb der Konsole:

$$M_{m_0} = -A a + M_A = -0,314 \cdot 3,0 + 0,244 = -0,698 \text{ tm}$$

Im Punkte m unterhalb der Konsole:

$$M_{m_1} = -A a + M_A + P e = -0,942 + 0,244 + 1,50 = +0,802 \text{ tm}$$

Zur Kontrolle:

$$M_{m_0} + M_{m_1} = 0,698 + 0,802 = 1,50 \text{ tm}$$

Moment im Punkte B:

$$M_B = -A l + M_A + P e = -0,314 \cdot 7,0 + 0,244 + 1,50$$

$$M_B = -0,46 \text{ tm}$$

Diese Resultate sollen nun mittels der Clapyeronschen Gleichung geprüft werden.

In Abb. 6 ist der Momentenverlauf infolge der Einwirkung der Konsollast bei freier Drehbarkeit der Säule dargestellt und dient zur Ermittlung der Belastungsglieder.

$$(1) \quad -M_B l - 2M_A l = -\frac{6}{l} L_0$$

$$(2) \quad -2M_B l - M_A l = -\frac{6}{l} R_0$$

R_0 ist das statische Moment der M_0 -Fläche in bezug auf den Punkt A, L_0 desgleichen bezogen auf den Punkt B.

Aus Abb. 6 ergibt sich:

$$R_0 = \frac{M a^2}{2l} \cdot \frac{2}{3} a - \frac{M b^2}{2l} \left(a + \frac{b}{3} \right) = \frac{M}{6} [3a^2 - l^2]$$

$$L_0 = \frac{M a^2}{2l} \left[b + \frac{a}{3} \right] - \frac{M b^2}{2l} \cdot \frac{2}{3} b = \frac{M}{6} [l^2 - 3b^2]$$

Diese Werte in die Gleichungen (1) und (2) eingesetzt und vereinfacht ergibt:

$$(1) \quad -2M_A l - M_B l = -\frac{6}{l} \cdot \frac{M}{6} [l^2 - 3b^2]$$

$$(2) \quad -M_A l - 2M_B l = -\frac{6}{l} \cdot \frac{M}{6} [3a^2 - l^2]$$

ergibt schließlich dieselben Lösungsgleichungen wie beim vorigen Verfahren:

$$(1) \quad -2M_A - M_B = -\frac{M}{l^2} (l^2 - 3b^2)$$

$$(2) \quad -M_A - 2M_B = -\frac{M}{l^2} (3a^2 - l^2)$$

Mit diesen Verfahren ist die Ermittlung der Unbekannten ohne Zuhilfenahme der Gleichungen vom Minimum der Formänderungsarbeit:

$$\int_A^B \frac{M_x}{EJ} \cdot \frac{\partial M_x}{\partial x} dx + \int_A^B \frac{N_x}{EF} \cdot \frac{\partial N_x}{\partial x} dx = 0$$

in einfacherer Weise ermöglicht.

Zuschrift zum Aufsatz Gerke in Heft 27.

Die Herren Dr.-Ing. Skall, Leipzig und Professor Dr.-Ing. e. h. Mörsch, Stuttgart, machen darauf aufmerksam, daß die in dem Aufsatz in Heft 27 unserer Zeitschrift, Seite 498, von Herrn Ing. Hubert Gerke, Hannover, wenn auch selbständig abgeleitete Formel über den Einfluß der Eckschrägen an Eisenbetonbalken auf die Größe der Schubkräfte nicht neu ist. Sie wird bereits in der dritten Auflage des Werkes über Eisenbetonbau von Professor Dr. Mörsch und desgleichen in der vierten Auflage desselben Werkes gegeben, und ist auch in dem vom Deutschen Beton-Verein herausgegebenen Werke „Eisenbetonbau“, 1. Band, Seite 316, entwickelt, und hier auch für die Ermittlung der Schubsicherheit beim kontinuierlichen Balken mit Schrägen angewendet.

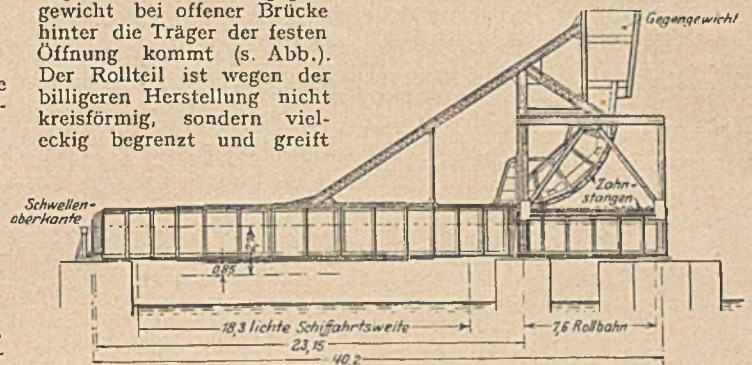
Auch sei darauf hingewiesen, daß in der 5. Auflage von „Mörsch“ im Jahre 1922 die Frage behandelt wird und der Einfluß der veränderlichen Balkenhöhe auf die Gestalt des Schubdiagrammes ausführlich dargestellt ist. Hier sind auch die ungünstigsten Belastungsfälle erörtert, die für den größten Wert der Schubspannungen in den Schrägen in Betracht zu ziehen sind, wie auch in den hier gegebenen Beispielen der Sprung im Schubdiagramm berücksichtigt wird.

Endlich sei auf die Veröffentlichung von Professor Dr. Mörsch in Heft 1 von „Beton und Eisen“ 1922 verwiesen, in der von der in Frage stehenden Formel bei Nachrechnung der Versuche über die günstige Wirkung der Vouten Gebrauch gemacht wird.

Die Schriftleitung.

Kurze zweigleisige Eisenbahn-Klappbrücke.

In den Südoststaaten sind über die kleinen schiffbaren Wasserläufe Eisenbahn-Klappbrücken der Scherzerschen Bauart von 12,17 und 23 m Spannweite ausgeführt worden, bei denen der Rollteil über den drehbaren Hauptträgern, gegen sie kräftig ausgesteift, liegt und das Betongegengewicht bei offener Brücke hinter die Träger der festen Öffnung kommt (s. Abb.). Der Rollteil ist wegen der billigeren Herstellung nicht kreisförmig, sondern viereckig begrenzt und greift



mit Zähnen aus Stahlguß, 47 cm von Mitte zu Mitte entfernt, in zwei entsprechende Zahnstangen auf den Randträgern. Ein 50-pferdiger Gasolinmotor genügt für die Bewegung der 526 t (je 900 kg) schweren Brücke (davon 411 t Gegengewicht), die dabei 83° durchläuft und 7,5 m zurückgeht. Bei Handantrieb durch zwei Mann dauert das Bewegen 30 Minuten. Luftpuffer und zwangläufige Verriegelungen gewährleisten sicheren Betrieb. (Nach Engineering News-Record vom 24. Februar 1927, S. 325—327 mit 4 Abb.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Programmbau oder Baukonjunktur?

Von Dipl.-Volkswirt Kurt Hunscha.

Es gibt keinen Gewerbebezweig, für den eine systematische, an den großen Linien der allgemeinen Wirtschaftsentwicklung orientierte Konjunkturbeobachtung so notwendig wäre, wie für das Baugewerbe, und es gibt gleichzeitig auch keinen Gewerbebezweig, dessen Geschäftslage so unsystematisch und zusammenhanglos von Fall zu Fall beurteilt zu werden pflegt.

Der baugewerbliche Unternehmer — Baustoffproduzent, Baustoffhändler und „eigentlicher“ Bauunternehmer — befindet sich in schwieriger Lage. Das Geschäft in anderen Produktionszweigen läuft, trotz aller geringeren oder größeren Schwankungen, kontinuierlich ab. Änderungen in der Entwicklungstendenz von Produktion, Absatz, Preisgestaltung lassen sich im allgemeinen rasch erkennen, ihr weiterer Verlauf kann in Fortsetzung der Entwicklung der letzten Wochen wenigstens ungefähr überblickt werden. Dagegen reihen sich im Baugewerbe Bausaison um Bausaison in nur loser Verbindung selbständig aneinander. Der Winter unterbricht nicht nur die Hauptmasse der Bautätigkeit, sondern führt auch einen Stillstand in der Bauplanung, der Auftragsbegebung, dem Absatz der Baustoffe herbei. In jedem Frühjahr sieht sich der baugewerbliche Unternehmer erneut vor die Aufgabe gestellt, den voraussichtlichen Geschäftsumfang des Baujahres taxieren und seine Dispositionen danach treffen zu müssen,

ohne daß ihm der augenblickliche Geschäftsgang und seine Entwicklung innerhalb der gerade verflossenen Monate einen auch nur einigermaßen ausreichenden mengenmäßigen Anhalt hierzu gäbe.

Die periodische Unterbrechung des Baugeschäfts bedeutet für die Praxis eine starke Versuchung, sich ihr Bild von der Lage auf dem Baumarkt immer wieder von neuem aus der buntgewürfelten Masse der Tagesereignisse zusammenzusetzen, ohne inneren Zusammenhang mit der verflossenen Saison.

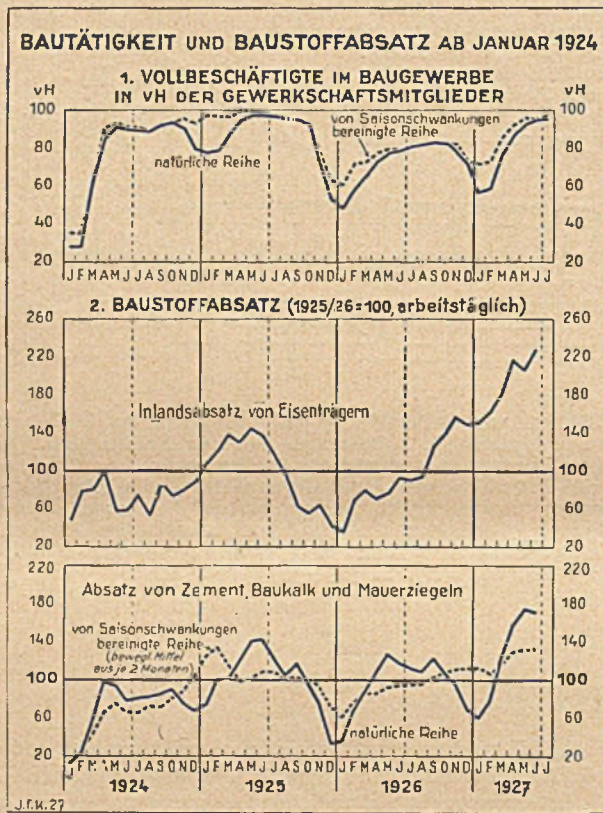
Und doch gibt es klare Entwicklungslinien¹ auch für das Baugewerbe, die das Geschäft auf dem Baumarkt in fortlaufendem Zusammenhang von Jahr zu Jahr zeigen und die, was vor allem wichtig ist, die Abhängigkeit der „Baukonjunktur“ von der allgemeinen Konjunkturbeziehung auf Schritt und Tritt erkennen lassen. Das gilt auch für die Entwicklung der letzten drei Jahre, in denen der so unberechenbare Ausbau der Wohnungszwangswirtschaft den Geschäftsgang im Baugewerbe nach weit verbreiteter Anschauung maßgebend zu bestimmen schien.

Die Richtigkeit dieser Behauptung läßt sich schon an einer rohen Betrachtung für das Baugewerbe im ganzen nachweisen.

¹ Siehe auch die laufende Berichterstattung über die Konjunktur des Baumarktes in den Vierteljahreshften zur Konjunkturforschung (Verlag Reimer Hobbing, Berlin SW 61).

Bautätigkeit und Baustoffabsatz.

Die Kurve für den Inlandsabsatz an Eisenträgern, der mindestens zu 90% auf Rechnung des Baugewerbes zu setzen ist, verläuft bereits seit Anfang 1924 in engster Anlehnung an die Gesamtkonjunktur. Der kurze inflationistische Aufschwung in den ersten Monaten nach der Stabilisierung, seine plötzliche Unterbrechung mit der Kreditrestriktion vom 7. April 1924, der Wiederanstieg nach Abschluß des Dawesabkommens, die Anfang 1925 einsetzende Hochspannung mit der Krisis im Herbst desselben Jahres, der Konjunkturtiefpunkt im Februar 1926 und die folgende Aufwärtsbewegung, die gegenwärtig auf Rekordhöhe noch andauert, finden getreulichen Ausdruck. Der Eintritt in die Hochspannung zum Beginn 1925 findet sich noch klarer in der Absatzbewegung von Zement, Baukalk und Mauerziegeln, sobald man den die Konjunkturbewegung überdeckenden, jährlich wiederkehrenden jahreszeitlichen Einfluß im Absatz dieser Baustoffe rechnerisch



ausschaltet. Die gleiche Rechenoperation rückt auch die Ziffer der Vollbeschäftigten im Baugewerbe klarer in den Zusammenhang mit der Gesamtkonjunktur.

Die für das Baugewerbe im ganzen geltende Verwandtschaft zwischen allgemeiner Konjunktur und Baukonjunktur findet sich nun nicht auf allen Gebieten der Bautätigkeit in gleicher Weise, sondern hat sich als Summe vieler, je nach Ort und Objekt verschiedener Marktbilder ergeben. Das ist wohl auch der Hauptgrund dafür, daß die Marktbeobachtung im Baugewerbe bisher überwiegend unsystematisch gehandhabt wird.

Will man sich nicht damit begnügen, hier und da Berührungspunkte zwischen Konjunktur und Bautätigkeit festzustellen, sondern will man sich ein selbständiges Urteil über Stand und Aussichten der „Baukonjunktur“ bilden, so ist die getrennte Beobachtung der Hauptzweige des Bauwesens erforderlich. Wohnungsbau, gewerblicher und öffentlicher Bau folgen eigenen Gesetzen, die ihrerseits wieder durch die allgemeine Konjunkturbewegung bestimmt oder mindestens beeinflußt sind. Das Zusammenwirken aller drei Zweige ergibt erst das Gebilde „Baukonjunktur“.

In der Vorkriegszeit, unter freier Bauwirtschaft pflegte der Wohnungsbau gerade entgegengesetzt zur Gesamt-

konjunktur zu verlaufen. Die größte Zahl von Wohnungen wurde in den Jahren wirtschaftlicher Depression gebaut, bei billigem Zins, niedrigen Baustoffpreisen und niedrigen Löhnen. Nahm mit ansteigender Konjunktur die allgemeine Nachfrage nach Kapital zu und stieg der Zinsfuß auch für Hypotheken an, so pflegte der Wohnungsbau zurückzutreten. Neben der Knappheit an aufbringbarem Kapital war hierfür die schwindende Rentabilität des Wohnungsbaues entscheidend, da das verhältnismäßig stabile Mietekommen mit fortschreitender Konjunktur immer weniger ausreichte, um eine erhöhte Verzinsung für ein außerdem noch gestiegenes Kapital aufzubringen. So wies der Wohnungsbau seine Höhepunkte etwa zwei Jahre vor den Kriegsjahren auf und begann sich bereits kräftig zu erholen, wenn die allgemeine Geschäftstätigkeit noch weiter stark zurückging. Dadurch wurde die Wohnungsbautätigkeit gewissermaßen zu einem Schrittmacher oder Vorläufer der allgemeinen Konjunkturbewegung.

Im Gegensatz dazu verlief der industrielle Bau in engstem Zusammenhang mit der Gesamtkonjunktur. Wenn auch der Ausbau und die Verbesserung vorhandener industrieller Anlagen vorwiegend in der Zeit ruhigen Geschäftsganges vorgenommen wurden, so wurde die durch sie dargestellte Baumasse doch durch die industrielle Neubautätigkeit in den Jahren des Aufschwungs bei weitem übertroffen.

Der öffentliche Bau schließlich pflegte sich wohl unter dem Einfluß leichteren Steuereingangs in Zeiten guten Geschäftes der Bewegung des industriellen Baues weitgehend anzupassen. Alles in allem setzte sich in der Zahl der im Hochbau beschäftigten Arbeiter der frühzeitige Rückgang der Wohnungsbautätigkeit etwa im letzten Jahr vor der Krisis durch, während die Bewegung der Arbeiterzahl im Tiefbau der Gesamtkonjunktur entsprach.

Durch die Wohnungszwangswirtschaft ist in dieser je nach dem Stande der allgemeinen Konjunktur eindeutig festgelegten Linienführung eine gewisse Verwirrung eingetreten, die die Erkenntnis des Bewegungsstandes heute erschwert, aber doch nicht unmöglich macht. Selbst auf dem von der Zwangswirtschaft unmittelbar betroffenen Gebiet der Wohnungsbauwirtschaft hat sich der Einfluß der Wirtschaftskonjunktur ständig behauptet.

Ein grundlegender Unterschied gegenüber der Vorkriegszeit, der der ganzen gegenwärtigen Wirtschaftsentwicklung in Deutschland ein besonderes, mit früheren Zeiten schwer vergleichbares Gepräge gibt, hat auch das aus Vorkriegsjahren gewohnte Bewegungsspiel im Wohnungsbau zeitlich verschoben. Der Neuaufbau des deutschen Kapitalmarktes nach seiner völligen Zerstörung während der Inflation mußte sich im Wohnungsbau naturgemäß besonders stark geltend machen. Während früher zwischen dem Anziehen des Zinsfußes als erstem Zeichen einer einsetzenden Kapitalverknappung und ihrer allmählichen Auswirkung Jahre vergingen, sind in der Nachinflationzeit Zinssteigerungen und Angebotsschwund auf dem Kapitalmarkt in kürzesten Abständen aufeinander gefolgt. Die „fehlende Kapitaldecke“ der deutschen Wirtschaft, die entgegen der Vorkriegserfahrung zum Beginn 1925 Aktienindex und Indexziffer der reagiblen Warenpreise, also Spekulation und Geschäftstätigkeit, gleichzeitig in Mitleidenenschaft zog, hat auch den zeitlichen Abstand im Verlauf von Wohnungsbau und industriellem Bau aufgehoben oder mindestens schrumpfen lassen. Erst die langsame Wiederbelebung der inländischen Kapitalbildung unter dem Einfluß schonender Inanspruchnahme während der Depression des Jahres 1926 hat hier wieder mildernd gewirkt. So weichen die Aktienkurse und Effektenumsätze bereits seit mehreren Monaten unter Schwankungen zurück, ohne daß bisher die allgemeine Geschäftstätigkeit hätte folgen müssen.

Die planmäßige Förderung des Wohnungsbaues durch die öffentlichen Körperschaften hat das Wohnungsbauvolumen in den letzten Jahren ständig zu steigern versucht, um den vorhandenen Fehlbestand an Wohnungen so rasch als möglich

auszufüllen. Nichtsdestoweniger hat die allgemeine Konjunkturbewegung den für ein Baujahr jeweils aufgestellten Programmen ihren korrigierenden Stempel aufgedrückt und hat ihren Einfluß von Jahr zu Jahr verstärkt. (Schluß folgt.)

Tagung der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie.

Die Deutsche Gesellschaft für Photogrammetrie hält am 14. und 15. Oktober d. Jhrs. ihre Mitgliederversammlung in den Räumen der Technischen Hochschule zu Charlottenburg ab.

Gleichzeitig werden in einer Ausstellung neue Geräte und Arbeitsergebnisse besonders aus dem Gebiete des Luftbildwesens gezeigt.

Rechtsprechung.

Zur Vergütung für die Anfertigung von Projekten. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 29. Oktober 1926. VI 207 (26).) Hat der Besteller eines Baues einen Architekten vertraglich mit der Ausarbeitung eines Projektes beauftragt, so gilt — ohne Rücksicht auf den Willen des Bestellers — eine Vergütung für die Ausarbeitung des Projektes als stillschweigend vereinbart, wenn die Fertigung des Projektes den Umständen nach nur gegen Vergütung zu erwarten war. Hat der Besteller gleichzeitig mehrere Firmen beauftragt, und kommt — für alle Beteiligten erkenntlich — die Veranstaltung eines Wettbewerbs in Frage, so gilt eine Vergütung als nicht vereinbart.

Verzicht auf den Tariflohn ist unter besonderen Umständen zulässig. (Urteil des Landgerichts Bochum, 5. Zivilkammer, vom 19. März 1927 — 5 S 52/27.) Die durch den Tarifvertrag festgesetzten Ansprüche der Arbeitnehmer können grundsätzlich nicht geschmälert werden. Wenn der Arbeitnehmer auch widerspruchslos eine geringere Zahlung angenommen hat, so kann darin, für die Dauer des Arbeitsverhältnisses, ein wirksamer Verzicht für die Vergangenheit nicht erblickt werden. Solange das Arbeitsverhältnis dauert, muß der Arbeitnehmer jederzeit seine Kündigung befürchten, wenn er sich den Anordnungen des Arbeitgebers nicht fügt. Er ist daher in seinen Entschlüssen nicht frei.

Haben jedoch die Arbeitnehmer sich mit dem Vorschlag des Arbeitgebers einverstanden erklärt, im Hinblick auf die ungünstige Wirtschaftslage im Interesse der Gesamtheit der Arbeitnehmer zur Vermeidung umfangreicher Entlassungen die Löhne herabzusetzen, so verstößt es gegen Treu und Glauben, wenn die Arbeitnehmer hinterher entgegen ihrer Zusage, welcher der Arbeitgeber vertraut, und auf die er seine Kalkulation aufgebaut hat, den vollen Tariflohn verlangen.

Einsturz eines Neubaus. Strafbare Fahrlässigkeit des Architekten und Maurermeisters. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Strafsenat vom 9. Dezember 1926 — III D 414/86.) Das im Auftrage des allgemeinen Bau- und Sparvereins N. errichtete mehrtstöckige Geschäftshaus stürzte infolge Überlastung eines Hauptpfilers ein. Zwei Maurer wurden durch den Einsturz getötet.

Der Architekt S. und der Maurermeister D. wurden wegen fahrlässiger Tötung zu Gefängnisstrafen von mehreren Monaten verurteilt. Die Fahrlässigkeit des Architekten wurde in dem Rechenfehler bei

der statischen Berechnung der Pläne, sowie darin erblickt, daß er die falsche Aufmauerung des Hauptpfilers, (mit gewöhnlichem Mörtel statt mit Zement und Hartsteinen), und dessen einseitige Belastung durch die Verlegung eines Tragbalkens hätte wahrnehmen und verhindern müssen. Die Fahrlässigkeit des Maurermeisters liegt darin, daß er als langjähriger Fachmann und Bauleiter wissen muß, wie derartige Bauten ausgeführt werden.

Kalkulationsfehler des Verkäufers berechtigen zur Anfechtung wegen Irrtum, wenn die bei der Verhandlung erkennbar zum Ausdruck gelangten Berechnungsgrundlagen, also Tatsachen, zu einer irrümlichen Willenserklärung geführt haben. (Entscheidung des Reichsgerichts, I. Zivilsenat, vom 8. Januar 1927 — I. III/26.) Die Rhenus Transport G. m. b. H. in Hamburg hat vereinbarungsgemäß für die Hugo Stinnes A.-G. etwa 800 Tonnen Flußspat von Sulzbach nach Rotterdam, zum vereinbarten Frachtpreise von 4,65 holl. Gulden für die Tonne, befördert. Nach Eingang der Frachtbriefe stellte sich heraus, daß man bei Zugrundelegung der Eisenbahnfracht etwa das Zehnfache zu wenig gerechnet hatte. Die Rhenus G. m. b. H. focht wegen Irrtum an und verlangte Nachzahlung des streitigen Betrages nebst Zinsen.

Das Reichsgericht hat — im Gegensatz zu den Vorinstanzen — den Rechtsgrundsatz angewendet, daß ein Irrtum in der Berechnungsgrundlage einer Willenserklärung dann zu einem Irrtum über den Inhalt der Erklärung wird, wenn die Berechnung in der Erklärung selbst oder doch bei den entscheidenden Verhandlungen erkennbar zum Ausdruck gelangt. Im vorliegenden Fall war bei den Verhandlungen geäußert worden, daß die Bahnfracht bis Aschaffenburg etwa 1,35 RM. betrage. Dies sollte sich auf die Tonne beziehen, während jedoch in Wirklichkeit schon 100 kg 1,35 RM., die Tonne also 13,50 RM., kostete. Dies war mehr als der ganze berechnete Preis, während die Bahnfracht in dem Frachtpreis nur enthalten sein sollte.

Bedeutung der Zeugenaussage des Verkäufers eines Grundstücks für das Bestehen einer Grunddienstbarkeit. (Entscheidung des Reichsgerichts, V. Zivilsenat, vom 22. Januar 1927 — V 292/26.) Der Inhaber einer größeren Grundstückspartzele M. hatte im Jahre 1908 den mit einem Wohnhaus und Schlachthaus bebauten Teil dieser Parzelle an den Metzgermeister A., den unbebauten Teil im Jahre 1916 an den Sattlermeister B. verkauft. B. begann im Jahre 1925 mit der Errichtung eines Neubaus, der unmittelbar an das Grundstück von A. heranreichte und die Fenster an der südlichen Giebelwand des auf dem Grundstück des A. befindlichen Gebäudes verbaute. Die Fenster waren bereits in dem von M. im Jahre 1890 errichteten Gebäude vorhanden gewesen. A. erwirkte zunächst gegen B. eine einstweilige Verfügung, welche diesem aufgab, einen Abstand von 1,90 m zu wahren. B. erstritt jedoch ein obsiegendes Urteil, dahingehend, daß er berechtigt sei, an die Seitenmauer der Gebäude des A. anzubauen und die darin befindlichen Lichtfenster zu vermauern.

Das Reichsgericht hat als festgestellt erachtet, daß der als Zeuge vernommene M. weder bei der Errichtung der Gebäude noch nachher, vor der Veräußerung an A. im Jahre 1908, an eine teilweise Veräußerung der Parzelle gedacht, daher, wenn er auch die Fenster vor dem Inkrafttreten des Bürgerl. Gesetzbuches, also unter der Herrschaft des Code civil, angelegt habe, dabei nicht den Willen gehabt habe, eine Grunddienstbarkeit zu Lasten des später an B. veräußerten Teils zu begründen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 14. Juli 1927.

- Kl. 5 b, Gr. 33. M 92 707. Josef Meyer, Kassel, Kaiserstr. 3. Verfahren zur Herstellung von Strecken in lösbaren Gesteinschichten mittels Bohrlöchern und von diesen ausgehender Auslösung; Zus. z. Pat. 445 977. 24. XII. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 3. D 48 778. Otto Duscha, Jedwabno, Kr. Neidenburg. Brunnenbohrer. 19. IX. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 9. B 118 933. Hans Biehn u. Co., Akt.-Ges., Berlin SW 11, Hafonplatz 8. Verfahren zum Herstellen wasserdichter, druckfester und elastischer Auskleidungen von Stollen und Tunnels, Durchlässen, Unterführungen, Kanälen usw. mit einer Dichtungshaut. 25. III. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 9. H 100 906. Max Huppert, Wanne, und Johann Engel, Gelsenkirchen, Wanner Straße 67. Streckenbogen aus Profileisen für Grubenausbau. 4. III. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 9. H 101 662. Karl Heinrich Heinemann, Hörde i. W. Gelenkige Verbindung für Vieleckausbau. 28. IV. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 9. O 14 976. Ostdeutsche Bergwerke Ausbau G. m. b. H., Beuthen, O.-S., Gartenstr. 11. Vorrichtung zum Ausbau von Tunnels, Stollen, Schächten, Grubenstrecken usw. 13. VI. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 14. B 114 704. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Vorrichtung zum Verhindern des Wanderns von Eisenbahnschienen mit einem an der Schiene befestigten Stemmstück. 30. VI. 24.

- Kl. 19 a, Gr. 28. K 102 288. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf-Mitte, Sophie-Charlotten-Str. 11. Rollentrahmeneinstellvorrichtung für Kippgleisrückmaschinen; Zus. z. Anm. K 90 599. 30. XII. 26.
- Kl. 19 b, Gr. 4. L 60 950. Eduard Linnhoff Maschinenfabrik und Kesselschmiede, Berlin-Tempelhof, Oberlandstr. 19—21. Straßenbürste für Sprengwagen, insbesondere Teersprengwagen. 12. VIII. 24.
- Kl. 20 h, Gr. 5. G 67 200. Fa. Ernst Franz Günther, München, Karlspl. 24. Sicherungszange für abgekuppelte Eisenbahnen; Zus. z. Anm. G 66 533. 25. III. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 33. S 71 613. Rudolf Sievers, Duvenstedt b. Wohldorf, Bez. Hamburg. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltesignalen. 17. IX. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 34. Sch 79 490. Hermann Schiering, Marienstr. 7 und Arthur Reinhardt, Realschulstr. 7, Apolda. Zugsicherungseinrichtung zur Übertragung der Stellung des Streckensignals auf den fahrenden Zug. 16. VII. 26.
- Kl. 37 b, Gr. 3. N 25 950. Günter Nowack, Trebnitz i. Schl. Fachwerkartig wirkender hölzerner Vollwandträger. 31. V. 26.
- Kl. 37 b, Gr. 4. Z 15 733. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Abstandhalter; Zus. z. Pat. 439 320. 14. XII. 25.

- Kl. 37 b, Gr. 5. G 67 490. Karl Gödecke, Gelmenhorst i. O. Holzverbindung. 11. VI. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 8. S 71 731. Friedrich Sailer, Stuttgart, Werastr. 8. Schalbrethalter. 29. IX. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 8. R 67 098. Dr. Berthold Redlich, Feldkirchen-München, Ottostr. 12, und Hütten-technisches Büro Peter Müller, Allach b. München. Verfahren zur Herstellung hochfeuerfester Massen und Steine. 18. III. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 18. St 40 208. Sterchamolwerke G. m. b. H., Dortmund. Verfahren zur Herstellung poröser, feuerfester Steine. 20. X. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 110. M 94 137. Maschinenbau-Aktiengesellschaft vorm. Beck & Henkel, Kassel. Lokomotivbekohlungsanlage. 17. IV. 26.
- Kl. 81 c, Gr. 116. D 47 428. Josef Drumm, Dermbach, Feldbahn. Lademaschine zum maschinellen Befördern loser Massen auf ein Fördermittel. 2. III. 25.
- Kl. 84 b, Gr. 1. P 50 903. Herman Proetel, Aachen, Wüllnerstr. 8. Kammerschleuse mit in der Höhenlage gegeneinander versetzt angeordneten Gruppen von Sparbecken. 9. VII. 25.
- Kl. 84 b, Gr. 1. S 68 618. Dipl.-Ing. August Sebold, Halle a. d. S., Ludwig-Wucherer-Str. 28. Verschlussvorrichtung an niedrig übereinander geschichteten Sparbecken einer Kammerschleuse. 27. I. 25.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 14. Juli 1927.
- Kl. 5 d, Gr. 5. 447 808. Franz Schmied, Teplitz-Schönau; Vertr.: Alfred Wanke, Berlin - Charlottenburg, Königin-Louisen-Str. 13. Verfahren zur Regelung des Laufs von auf geneigter Bahn frei abwärts laufenden Wagen, insbesondere Förderwagen. 23. V. 24. Sch 70 585.
- Kl. 19 a, Gr. 11. 447 666. Max Rüping, München, Bayer-Str. 47. Schienenlagerung mit Weichmetalleinlage zwischen Schiene und Unterlegplatte bzw. Eisenschwelle. 20. XII. 24. R 62 905.
- Kl. 19 a, Gr. 30. 447 667. Otto Kaeschel, Halle a. d. Saale, Seebener Str. 191. Fahrbare Gleisstopfmaschine mit frei fallenden, nahezu wagrecht unter die Schwellen greifenden, um eine gemeinsame Schwenkachse ausschwingenden Stopfhacken. 22. III. 24. K 88 920.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 447 668. Josef Hostert, Esch, Alzette, Luxemburg; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Durch einen Streckenanschlag auslösbare, mit Druckluft arbeitende nach Zuggeschwindigkeit einstell- und regelbare Bremsvorrichtung von Lokomotiven. 5. II. 25. H 100 402.
- Kl. 20 h, Gr. 9. 447 669. A. G. Brown, Boveri u. Co., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Tragseilaufhängung in Nachspannfeldern von Kettenfahrlösungen elektrischer Bahnen. 6. VII. 26. A 48 178.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Ramisch-Göldel, Eisenbeton-Zahlentafeln. Zur Bemessung von beliebig gelagerten Eisenbeton-Platten und -Balken mit Berücksichtigung ihres Eigengewichtes. II. Auflage. Vollständig neu bearbeitet gemäß den Bestimmungen vom September 1925. Von Baurat Paul Göldel. Verlag Tonindustrie-Zeitung, Berlin NW 21. Geb. RM 7,00.

Die vorliegenden Eisenbetontabellen sind im besonderen der Verwendung des Verbundbaus im Hochbau angepaßt und eignen sich für diesen Zweck bestens. Auf eine Einleitung, die in die Benutzung der Tabellen einführt und zugleich einen kurzen Überblick über die in Frage kommenden Bestimmungen enthält, folgt eine Anzahl Zahlenbeispiele, die in klarer und übersichtlicher Art die einfache Anwendung der Tabellen zeigen. Es folgen dann zunächst statische Tabellen über Trägerberechnung unter verschiedenartiger Belastung, und ihnen schließen sich die Haupttabellen für Platten und Balken in Verbundkonstruktion in einer für die Praxis durchaus ausreichenden, vielleicht sogar zu weit gehenden Zusammenstellung an. Alle diese Tabellen beziehen sich nur auf den Rechteckquerschnitt, behandeln also ausschließlich nur Platten- und Rechteckquerschnitte als Verbundbalken, können also für Plattenbalken nicht verwendet werden. Dieser besonderen Aufgabe soll ein zweiter, demnächst erscheinender Teil der Tabellen dienen, der die Plattenbalken, die Rippen- und Steineisendecken und die Stützen behandelt soll. Für den Zweck, für den die Verfasser die Tabellen aufgestellt haben, sind sie aber bestens verwertbar, namentlich auch deshalb, weil bei der Bemessung der vorgenannten Konstruktionsglieder das Eigengewicht nicht besonders zu veranschlagen, sondern in den Tabellen mit enthalten ist. Dank ihres sehr zweckmäßigen Aufbaus und demgemäß ihrer besonders anerkanntswerten Übersichtlichkeit werden die Tabellen in der neuen Form sich bestens in der Praxis einführen und hier sich Freunde erwerben. M. F.

Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 von B. Löser, Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite neubearbeitete und erweiterte Auflage mit 160 Textabbildungen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1927. Preis geh. RM 6,—, geb. RM 6,90.

Die nach so kurzer Zeit erschienene 2. Auflage der Bemessungsverfahren ist z. T. neubearbeitet, mit neuen Zahlentafeln versehen und vielfach umgeordnet. Die Beispiele, die um vier vermehrt sind, sind diesmal alle am Schluß des Buches zusammengefaßt, um, wie das Vorwort besagt, Textunterbrechungen zu vermeiden.

Die vermehrten Zahlentafeln beziehen sich auf die Berechnung von einfach- und doppelbewehrten Rechteckquerschnitten mit $\sigma_e = 800$ bzw. 1500, auf Querschnitte, die positive und negative Momente aufnehmen können, auf einfach- und doppelbewehrte T-Querschnitte mit $\sigma_e = 1200$ und auf die Ermittlung von Schubkräften an verschiedenen Trägersystemen.

Dem Abschnitt über Biegung und Axialkraft wurden Angaben über Silo- und Behälterwände hinzugefügt und die Spannungsberechnungen durch Tabellen für Rechteckquerschnitte und einen Absatz über doppelbewehrte Rechteckquerschnitte auf Biegung mit Axialdruck bei kleinen Exzentrizitäten der Normalkraft erweitert.

Die Berechnung der umschnürten Säulen wurde etwas umgestaltet, ebenso der Abschnitt über die Schubsicherung.

Im ganzen weist die zweite Auflage eine bessere Gliederung der Darstellung innerhalb der einzelnen Abschnitte auf. Mit Rücksicht darauf, daß der Verfasser als erfahrener Praktiker den Bedürfnissen der Prüfungsbehörden aus eigener Kenntnis entgegen zu kommen weiß,

ist es zu verstehen, daß die Bemessungstabellen eine gute Verbreitung finden. Ohne Zweifel wird auch die zweite erweiterte Auflage ebenso wie die erste Auflage eine entsprechende Verbreitung finden.

E. P.

Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik. Herausgegeben von F. Auerbach und W. Hort. Band 1, Lieferung 1 und Band 3. Mit 120 und 1 8 Abb. u. Text. Verlag von Joh. Ambr. Barth, Leipzig 1927.

Dieses Werk illustriert in eindringlicher Weise das Anwachsen des wissenschaftlichen Stoffes. Er ist so geradezu ungeheuerlich vermehrt worden durch die Arbeit der letzten Jahrzehnte, daß, als eine Neuauflage des in der Literatur eine führende Stellung einnehmenden Handbuchs der Physik von Winkelmann notwendig wurde, es als das allein richtige und zweckmäßig erscheinen mußte, das Werk in Handbücher der einzelnen physikalischen Materien zu zerlegen. Das Handbuch der Mechanik allein wird sieben Bände umfassen.

Es ist den beiden Herausgebern, deren Namen freilich schon Bürgerschaft für eine maßgebliche Leistung bieten, gelungen, einen Stab von berufensten Mitarbeitern zu gewinnen, so daß nun in der Tat schon in den beiden bisher erschienenen Teilen ein Werk von höchstem Werte vorliegt. In der 1. Lieferung von Band I gibt Herr Auerbach in der ihm eigenen klaren Form eine glänzende Darstellung der Grundbegriffe der Mechanik, für die man in der Tat zu lebhaftem Danke verpflichtet ist. Denn gerade hier, in dem sogenannten einfachen liegen ja oft genug die großen Schwierigkeiten: die Geschichte der Entwicklung beweist es, und die Erfahrung der Hochschullehrer bestätigt es immer wieder.

Ein großer Teil des Bandes wird eingenommen von einer in acht Kapiteln gegliederten ausgezeichneten Darstellung der gesamten Meßkunde von W. Block, Königsberg. Der letzte Abschnitt dieser Lieferung, Potentialtheorie, hat in Arthur Korn einen so berufenen Bearbeiter gefunden, daß man mit großen Erwartungen an diese Kapitel herantritt, und sie erfüllt findet, denn der Verfasser führt den Leser in knapper, eleganter Darstellung bis in die neuesten Entwicklungen hinein.

In Band III gibt Arthur Korn zunächst eine allgemeine Theorie der Elastizität, in der die analytischen Methoden dieses schwierigen Gebiets wiederum knapp, klar, elegant vorgetragen werden. Die geometrischen Darstellungen der Druckkräfte und der elastischen Deformationen, die Auerbach in einem Anhang beifügt, sind wegen ihrer Anschaulichkeit von besonderem Werte. Auerbach hat in diesem Bande noch die Abschnitte über Zug und Druck, Scherung und Drillung, Kristallelastizität, elastische Schwingungen und Wellen und den elastischen Stoß beigetragen, die wiederum alle die Vorzüge seiner Darstellung aufweisen. Das gilt auch von seinem kurzen Kapitel am Schluß des Buches, in dem er von den thermischen Eigenschaften der festen Körper handelt.

Die Kapitel von Geckeler-Jena über Biegung und von Gutenberg-Darmstadt über Erdbeben und Erdbebenwellen reißen sich den vorgenannten Arbeiten als vollkommen gleichwertig an.

So ist durch die eigenen Darstellungen der Verfasser und die von ihnen gegebenen sorgfältigen und, soweit ich prüfen konnte, vollkommenen Literaturnachweise in der Tat ein führendes Handbuch geschaffen, das auf der einen Seite die mächtige Ausdehnung der Wissenschaft und ihre Ergebnisse erkennen läßt, auf der anderen so sehr nachdrücklich zeigt, in welchem Maße heute der Einzelne zur Spezialisierung gezwungen ist.

Man wird Herausgeber und Mitarbeiter zu ihrem Werk aufrichtig beglückwünschen und seinem Fortschreiten gerne entgegensehen.

Gravelius.