

DAS WESEN DES GUSSBETONS*).

Eine Studie mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen.

Von Dr.-Ing. Bethke.

Die Grundlagen dieser Arbeit bilden eine Reihe von Untersuchungen, die auf Anregung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Probst vom Verfasser im Institut für Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe ausgeführt worden sind¹⁾. Die Untersuchungen zerfielen in Voruntersuchungen, die sich mit der Prüfung der verarbeiteten Materialien, der Herstellung der Probekörper sowie der Prüfung der Konsistenz befaßten und in Hauptuntersuchungen, wobei Druckfestigkeit, Biegunzugfestigkeit, Elastizität, Wasserdichtigkeit, Struktur und das Schwinden von Gußbeton zu untersuchen waren.

Voruntersuchungen.

Die Prüfung der Materialien.

Über die Prüfung der Materialien sei erwähnt, daß Heidelberger Portlandzement von einwandfreier Beschaffenheit verwendet wurde. Entsprechend der großen Bedeutung der granulometrischen Zusammensetzung des Kiessandzuschlages für den Gußbeton, wurde der Kiessand in verschiedener Gradierung verarbeitet. Nimmt man die Trennung zwischen Sand und Kies bei 7 mm Korngröße vor und drückt den Sandgehalt in Prozenten des Kiessandzuschlages aus, so wurden durch Aussieben einzelner Kornstufen und ihre rückwärtige Zusammensetzung insgesamt 6 verschiedene Kiessandgemenge hergestellt und verarbeitet, deren Sandgehalt zwischen 28 und 84 vH schwankt.

Die Herstellung der Probekörper.

Die Probekörper wurden mittels eines 11 m hohen Gießturmes und einer ca. 18 m langen Gießrinne hergestellt.

Für die Druckfestigkeitsprüfung wurden 20- und 30 cm-Würfel gegossen, ferner Säulen von 1,80 m Höhe, die später in Würfel zersägt und dann geprüft wurden. Für die Elastizitäts- und Schwindmessung dienten Prismen, für die Wasserdichtigkeitsprüfung Kreisplatten, für die Prüfung der Biegunzugfestigkeit wurden nicht bewehrte Balken hergestellt. Die Formen wurden vor dem Gießen sorgfältig gedichtet, um Wasserverluste tunlichst zu vermeiden.

Konsistenzprüfung.

Konsistenz Gußbeton ist hier die geeignete Verarbeitbarkeit des Betons für das Gußverfahren. Innerhalb der verschiedenen Konsistenzgebiete — Stampfbeton — plastischer Beton — Gußbeton — läßt sich nachweisen, daß beim Gußbeton die Konsistenzprüfung von größter Wichtigkeit ist. Die Konsistenz wurde sowohl mit der Rinne als auch mit dem Fließtisch geprüft. Für die letzte Prüfungsart wurde ein nach amerikanischem Vorbild konstruierter Fließtisch verwendet. Es ist dies im Prinzip eine Blechplatte, auf deren Mitte ein bis zum oberen Rand mit Beton gefüllter, beiderseitig offener, kegelförmiger Blechzylinder gesetzt wird. Beim Hochziehen des Zylinders sackt die ihrer Form beraubte Betonprobe zusammen und läuft durch mechanische Auf- und Abbewegung der Blechplatte auseinander. Der Durchmesser des Betonkörpers nach der Prüfung in Prozenten des unteren Blech-

zylinderdurchmessers ausgedrückt gilt als Maß der Fließbarkeit-Konsistenzzahl.

Neben der Beurteilung des richtigen Wasserzusatzes geben beide Konsistenzprüfungsarten einen Bewertungsmaßstab über die Brauchbarkeit des Kiessandzuschlages für das Gießverfahren. So zeigen Mischungen mit zu geringem Sandgehalt typische Entmischungserscheinungen.

Die Konsistenzprüfungen ergaben, daß der für die Gießfähigkeit unbedingt erforderliche Mindestprozentatz an Sand durch die Fullerkurve oder in ihrem engeren Bereich liegende, entsprechende Kornzusammensetzungen gegeben ist. Zusammensetzungen mit weniger Sandgehalt zeigen je nach dem Grad dieser Verminderung mehr oder weniger Entmischungserscheinungen. Kiessandzusammensetzungen mit größerem Sandgehalt bewirken Erhöhungen des Wasserzusatzes. Änderungen der Rinnenneigung innerhalb 25–30° haben keinen wesentlichen Einfluß auf die Gießbewegung. Unterhalb 25° erfordert die Fließbarkeit mit zunehmender Verflachung erhöhten Wasserzusatz; oberhalb 30° tritt mit zunehmender Neigung Trennung von Mörtel und gröberen Zuschlägen ein.

Hauptuntersuchungen.

1a) Die Ergebnisse der Druckfestigkeit.

Auf Grund der Untersuchungen ergab sich, daß zur Bildung eines Mörtelbettes in der Rinne der Anfangsmischung stark Mörtel entzogen wurde, so daß erst nach Bildung des Mörtelüberzuges in der Rinne mit dem Gießen von Probekörpern begonnen werden durfte. Verdunstungen an Wasser während des Gießens übten keinen meßbaren Einfluß aus.

Unter Auflast von hohen Gießschichten erhärtender Gußbeton (aus 1,80 m hohen Säulen herausgesägte Würfel) zeigten bei sandreichen Mischungen eine höhere Festigkeit als Auswirkung dieser Auflast als die in den üblichen Würfelformen erhärtenden Gußbetonwürfel. Bei sandarmen Mischungen trat infolge der geringeren eigenen inneren Beweglichkeit diese Erscheinung nicht zutage.

Angestellte Vergleiche zwischen Gußbetonfestigkeit im Bauwerk und Festigkeit des laboratoriumsmäßig hergestellten Gußbetonwürfels zeigten, daß unter Berücksichtigung der außerordentlich verschiedenen Herstellungsgrundlagen dem Laboratoriumswürfel nur die Aufgabe zufallen kann, Vergleichswerte zu schaffen.

Der Einfluß des Wasserzusatzes.

Es wurden plastische Vergleichsmischungen, Gußbetonmischungen und verwässerte Gußbetonmischungen hergestellt und untersucht. Dabei trat die starke Beeinflussung der Festigkeit durch den Wasserzusatz deutlich zutage. Bei gleicher Kornzusammensetzung und gleichem Mischungsverhältnis bedingte bei einer Mischung von 1 : 6 z. B. eine Zunahme von 2 vH Wasser einen Festigkeitsabfall von 51 kg. Das Maximum an Widerstandsfähigkeit wird erreicht, wenn mit dem niedrigsten Wasserzementfaktor eine noch gießbare Mischung erzielt wird.

Der Einfluß des Sandgehaltes.

Wasserzusatz und Sandgehalt stehen in enger Wechselwirkung zueinander. Bei einer Mischung 1 : 6 z. B. mit Korn-

*) Referat über eine von der Technischen Hochschule Karlsruhe angenommene Doktordissertation. Sie erscheint demnächst vollständig im Druck beim Verlag J. Springer, Berlin.

1) Siehe Probst, Bauing. 1923.

zusammensetzungen von 84 vH resp. 39 vH Sandgehalt waren für die richtige Konsistenz 19 vH resp. 10 vH Wasserzusatz erforderlich, die sich in Festigkeiten von 33 kg/cm² resp. 151 kg/cm² auswirkten.

Die Bestimmung der Dichtigkeit des Betons.

Nach genauer Bestimmung des Raumgewichtes wurden Probewürfel nach dreimonatiger Lagerung zerstampft, das so gewonnene Betonpulver durch das 900-Maschensieb gesiebt, getrocknet und im Schumann-Apparat der Bestimmung des spezifischen Gewichtes unterworfen. Raumgewicht durch spezifisches Gewicht dividiert ergab den Dichtigkeits- bzw. Undichtigkeitsgrad. Es zeigte sich, daß bei gleichbleibender Zementmenge und Kornzusammensetzung die Hohlräume mit Steigerung des Wasserzusatzes zunehmen. Vermehrungen des Zementgehaltes bei gleichbleibender Kornzusammensetzung und bis zu einem gewissen Grade auch Verminderungen des Sandgehaltes bei gleichbleibender Zementmenge wirken in gleichem Sinne hohlraumvermindernd.

Oberflächenverhältnisse.

Die nachträgliche Wiederzusammensetzung des Kiesandes ergab die Möglichkeit, die Oberflächen des Zuschlages mit hinlänglicher Genauigkeit zu bestimmen. Mit Verringerung des Sandgehaltes nimmt die Oberfläche ab. Der Zementfaktor (kg Zement pro m² Oberfläche) zeigt in Beziehung zur Druckfestigkeit gebracht eine stetige Abnahme bei abnehmender Druckfestigkeit.

Einfluß des Alters.

Über die Größe der Zunahme der Druckfestigkeit mit dem Alter konnte hier kein endgültiges Urteil gefällt werden, da die Prüfungen von einem Jahr alten Probekörpern noch ausstehen.

b) Die Untersuchungen über die Biegungszugfestigkeit.

Übereinstimmend mit der Druckfestigkeit ergibt sich eine Zunahme der Biegungszugfestigkeit mit dem Alter und mit abnehmendem Wasserzementfaktor. Auch hier zeigt sich wieder der Einfluß des Sand- resp. Wassergehaltes, der z. B. bei einer Mischung 1 : 6 Schwankungen der Biegungszugfestigkeit, nach 90 Tagen geprüft, von 31,4 kg/cm² bis 14,7 kg/cm² verursacht.

c) Die Ergebnisse der Elastizitätsmessungen.

Gemessen wurde mit Martensschen Spiegelapparaten. Die Ablesung erfolgte jeweils nach 2 Minuten Be- resp. Entlastung. Die Zunahme des Wasserzusatzes bewirkt hier eine stetige Abnahme der Elastizitätsmoduli. So waren einer Mischung 1 : 6 mit

9 vH ein E b d von	264 000
10 „ „ „ „	196 000
12 „ „ „ „	171 000
13 „ „ „ „	149 000

zugeordnet. Selbst bei verhältnismäßig geringen Belastungen traten starke Formänderungen auf.

2. Das Schwinden des Gußbetons.

Bei den Messungen wurde die Schwindmeßeinrichtung der bautechnischen Versuchsanstalt benutzt, die es ermöglicht, Schwindmessungen unter Ausschaltung der Temperatureinflüsse vorzunehmen.

Die sandreichen und daher wasserhaltigen Probekörper schwinden anfänglich weniger wie die gröberen, wasserärmeren Körper. Nach rd 28 Tagen setzt aber eine starke Schwindung des nasserer Betons ein, so daß sich auf Grund der vorliegenden Untersuchungen sagen läßt, daß mit zunehmendem Wasserzusatz auch eine Zunahme des Schwindmaßes zu verzeichnen ist, unter anfänglicher Hinauszögerung des Schwindvorganges.

3. Wasserdichtigkeits- und Strukturuntersuchungen.

Wasserdichtigkeit.

Übereinstimmend mit den Resultaten bei der Dichtigkeit ergab sich eine Zunahme der Wasserdichtigkeit mit Abnahme des Wasserzusatzes. Die Gußbetonkörper durchfeuchten intensiver und schneller als die plastischen Vergleichskörper. Je sandreicher der Beton war, desto rascher ging die Durchfeuchtung vor sich. Bei Gußbeton, im Mischungsverhältnis 1 : 6 hergestellt mit 10 vH Wasserzusatz, trat nach 270 Stunden bei einem Wasserdruck von 8 at eine Abdichtung des Körpers ein, während bei stark verwässertem Gußbeton von 1 : 6 mit 21 vH Wasserzusatz ein Wasserdruck von 3 at nicht mehr gehalten wurde.

Struktur.

Versuche, durch die Mikrophotographie Aufschluß über die Dichtigkeitsverhältnisse des Gußbetons zu bekommen, scheiterten an der geringen Anfangsfestigkeit des Materials. Die Schnittflächen vier Monate alter Körper waren nicht einwandfrei herzustellen. Es zeigte sich jedoch, daß eine Konzentration von Wasser an bestimmten Stellen nicht stattgefunden hatte. Vielmehr war die Kittmasse von feinfaserigen Porensystemen durchzogen, die mit zunehmendem Wasserzusatz sich stark vermehrten. Bei starkem Wasserüberschuß bildeten sich sogar regelrechte Wasseradern, die außerordentlich ungünstig auf die Dichtigkeit einwirkten.

4. Entmischung beim Transport von Gußbeton.

Der Beton wurde sowohl in der Turmaufzugsmulde als auch durch Verfahren in Schubkarren längere Zeit hindurch den beim Transport auftretenden Erschütterungsbeanspruchungen ausgesetzt. Es zeigte sich, daß die sandhaltigen Mischungen leichter zum Entmischen neigen als die gröberen. Dabei geht die Entmischung meistens unter Bildung von Wasseradern vor sich. Die Kornzusammensetzung ist auch hier von ausschlaggebender Bedeutung. Die Gefahr der Entmischung wächst bei gleichbleibender Transportlänge mit dem Sand- bzw. Wassergehalt des Gußbetons. Bei gut abgestuften Korngrößen ist sie verhältnismäßig gering.

5. Schlußfolgerungen.

Die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

Die Höhe des Wasserzusatzes und die Kornzusammensetzung sind für die Güte des Gußbetons von ausschlaggebender Bedeutung. Unnötig hohe Wasserzusätze, durch falsche Kornzusammensetzung oder durch gleichgültige Behandlung der Konsistenzfrage verursacht, bewirken eine starke Wertverminderung des Betons. Es ergeben sich für diese Fälle geringere Werte für die Druckfestigkeiten. Eine weitere Folge davon sind niedrige Biegungszugfestigkeiten. Ferner wird der Beton ungemain nachgiebig und zeigt stark zunehmende Formänderungen.

Durch entsprechende Änderung in der Kornzusammensetzung des Betons im Verein mit exakten Konsistenzprüfungen kann aber andererseits die Betonfestigkeit so gesteigert werden, daß sie auch höheren Ansprüchen genügt.

Die Porosität des Mörtels, welche für die Dichtigkeit des Gußbetons von ausschlaggebender Bedeutung ist, wächst stark mit der Menge des überschüssigen Wassers. Die von feinfaserigen Porensystemen durchzogene Betonkittmasse wird infolgedessen immer wasserdurchlässiger. Bei starkem Wasserüberschuß bilden sich bei den sandhaltigen Mischungen Wasseradern, die sowohl die Betonfestigkeit wie Dichtigkeit außerordentlich nachteilig beeinflussen.

Stets muß deshalb versucht werden, mit dem niedrigsten Wasserzementfaktor eine noch gießbare Mischung zu erzielen.

Diese Aufgabe wäre jeweils nach den hier entwickelten Grundsätzen durch Vorversuche zu lösen.

Die Wahl des Mischungsverhältnisses von Sand und Kies event. zu Schotter hat unter dem Gesichtspunkt zu geschehen, eine gute Abstufung sämtlicher Korngrößen zu schaffen. Starkes Überwiegen einzelner Kornstufen ist zu vermeiden. Schwankungen in der Kieszusammensetzung haben nur geringe Einwirkung auf die Konsistenz, dagegen ist der Sandzusammensetzung erhöhte Bedeutung beizumessen.

Der für die Gießbarkeit des Betons erforderliche Mindestprozentatz an Sand, ausgedrückt in Gewichtsprozenten des Zuschlagmaterials, beträgt rd 40 vH. Mangel an Sand verursacht Entmischungen des Betons beim Durchfließen der Rinne. Sandüberschuß verlangt hohen Wasserzusatz und bewirkt dadurch die schon oben erwähnten Verschlechterungen des Gußbetons.

Die Untersuchungen haben gezeigt, daß die Mischungen mit Kornzusammensetzungen etwa nach der Fullerkurve sehr gute Resultate zeitigten. Sie ergeben bei Gußbeton in bezug auf Dichtigkeit und Festigkeit die günstigsten Werte.

Die Schwindmaße des Gußbetons nehmen mit wachsendem Wasserzusatz unter anfänglicher Hinauszögerung des Schwindvorganges zu. Dies schließt auf Grund der Konsistenzprüfung das stärkere Schwinden sandreicher Mischungen gegenüber sandarmen in sich.

Gußbetongemenge mit größerem Sandgehalt werden beim Transport leichter entmischt als sandarme Mischungen. Die Entmischung geht dabei unter Bildung von Wasseradern vor sich, und zwar um so leichter, je größer die Erschütterungsbeanspruchungen beim Transportieren sind. Die Gefahr einer

Entmischung bei einem Gußbeton mit gut abgestuften Zuschlagmaterialien ist verhältnismäßig gering.

Konsistenzprüfungen des Betons mit Rinne oder Fließtisch sind sehr zu empfehlen. Der Begriff „gießfähiger oder flüssiger“ Beton ist nicht eindeutig, da er einen weiten Spielraum in der Bewegung des Betons deckt. Die subjektive Beurteilung dieses Bewegungs- oder Fließbarkeitsgrades haftet der Konsistenzprüfung mit der Rinne als Mangel an, während der Fließtisch den jeweiligen Grad der Plastizität objektiv kennzeichnet und deshalb der Rinne vorzuziehen ist.

Eine Normierung der Konsistenzprüfung ist bei Gußbetonversuchen unumgänglich nötig. Bei der Rinne wäre die Rinnenneigung und Form und die Fließgeschwindigkeit des Betons unter Zugrundelegung einer bestimmten Betonmasse erforderlich. Beim Fließtisch wären Hubhöhe, Anzahl der Wellenumdrehungen und Form des Blechzylinders zu normieren. Nur dadurch wäre die Möglichkeit gegeben, den Gültigkeitsbereich von Einzeluntersuchungen klarer zu umgrenzen.

Es ergibt sich aus den vorstehenden Untersuchungen, daß in jedem besonderen Falle vor der Anwendung des Gußverfahrens bei größeren Bauwerken durch eine Voruntersuchung jeweils die günstigsten Bedingungen für die Anwendbarkeit des Gußbetons geklärt werden sollten. Insbesondere gilt dies von Qualitätsbauwerken, wie z. B. hochbeanspruchte Wasserbauwerke oder Tragwerke, die größeren Erschütterungen ausgesetzt sind, wo unter allen Umständen Ribbildungen und allzu große Porosität beim Beton vermieden werden müssen.

TEMPERATURÄNDERUNGEN IN BETONKÖRPERN INFOLGE DER ABBINDEWÄRME UND UNTER DEM EINFLUSS DER UMGEBUNGSTEMPERATUR UND DER SONNENBESTRAHLUNG*).

Von Dr.-Ing. W. Lydtin.

(Schluß von Seite 765.)

Zusammenhang zwischen der Temperaturabnahme nach erfolgtem Abbindevorgang und der Erscheinung des Schwindens von Beton.

Die Untersuchungen über das Schwindmaß im Beton⁹⁾ sind durchweg an verhältnismäßig kleinen Körpern vorgenommen, bei denen auf Grund der vorausgegangenen Entwicklungen Abbindewärme-Einflüsse bis zur Dauer von 2–3 Tagen nach der Herstellung zu erwarten sind. Es können daher für diese Zeitdauer die gemessenen Längenänderungen durch beide Erscheinungen: Schwinden und Temperaturänderung, bedingt sein; spätere Längenänderungen müssen ganz dem Schwinden zugeschrieben werden (von Längenänderungen infolge Änderung der Umgebungstemperatur abgesehen). Da bei Körperabmessungen in der Größe der Schwindmaß-Probekörper ($X = 0,10$) bei Beton im Höchstfall eine Temperaturerhöhung von rd. 10^0 eintreten kann ($\mu = 0,10$), so beträgt das Temperaturverkürzungsmaß bei der Abkühlung mit $\omega = 0,00001$ $\epsilon_0 = 10 \cdot 0,00001 = 10 \cdot 10^{-5} = 0,1 \cdot 10^{-3}$; das Schwindmaß von Beton im späteren Alter kann zu $\epsilon_s = 0,5 \cdot 10^{-3}$ angenommen werden. Das Temperaturverkürzungsmaß kann also rd. 20 vH des gesamten Verkürzungsmaßes ausmachen. In den ersten 2 Tagen kann der Anteil der Temperaturverkürzung wesentlich größer sein (anfängliche Verkürzungen bei Wasserlagerung müssen dem Temperaturabfall beim Abkühlen zugeschrieben werden).

Der Vergleich zwischen Temperaturabfall und Schwindvorgang bei gleich großen Körpern gestattet eine angenäherte Beurteilung des Schwindens bei beliebig großen Körpern: Der Schwindvorgang vollzieht sich ungefähr 700 mal lang-

samer als der Temperaturabfall. Läßt sich die Beziehung zwischen Schwindmaß und Alter an Probekörpern von $X = 0,10$ m in Annäherung ausdrücken durch

$$\epsilon_s = 0,05 \sqrt[3]{t \cdot 10^{-3}}$$

(wo t = Tage), so läßt sich aus dem Vergleich mit dem Temperaturabfall folgender Näherungsausdruck für die Abhängigkeit des Schwindmaßes von der Körperstärke und dem Alter ableiten:

$$\epsilon_s = 0,5 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{\frac{t}{30 X^{6,3}}} \text{ für } X \geq 0,20 \text{ m}$$

Die Untersuchung der Spannungszustände infolge der Abbindewärme und des Schwindens zeigt, daß bei kleineren Körperabmessungen bis $2X = d = 0,50$ m durchweg die Schwindspannungen ausschlaggebend sind; mit Zunahme der Querschnittstärke nimmt der Einfluß der Temperaturspannungen für den Kern zu und wird dort maßgebend, wogegen an der Oberfläche die Temperaturspannungen hinter die Schwindspannungen zurücktreten.

II. Einwirkung von Temperaturänderungen der Umgebung auf den Beton.

Hierüber liegt eine Anzahl von Beobachtungen an Bauwerken vor¹⁰⁾; teils handelt es sich um unmittelbare Messung

¹⁰⁾ P. Ziegler, Die Wirkung des Temperaturwechsels auf Mauerwerk, Beton und Eisen 1909. — H. Schürch, Wärmeeinfluß und Wärmebeobachtungen bei Betongewölben. Armierter Beton 1916. — P. Joye u. A. Christen, siehe Fußnote 3). — v. Emperger, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1903, 1909. — O. Boßhardt, Schweiz. Bauzeitung 1914. — Gehler, Der Rahmen. W. Ernst & Sohn, Berlin 1909. — Harder, Eng. News-Record Band 90, 1923. — Mörsch, Deutsche Bauzeitung Mitteilungen 1913 Nr. 6 u. 7. — A. C. Lewerenz, Zeitschrift Zement und Beton 1907.

*) Beton und Eisen 1909.

⁹⁾ Bach-Graf, Deutsche Bauzeitung 1921. — Rudeloff, D. A. f. E. 1913, Heft 23. — Gary, D. A. f. E. 1910, Heft 35. — Schüle, Mitteilungen der Materialprüfungsanstalt Zürich, Heft 13. — Hummel, Über Volumenveränderung, Festigkeit usw. von Beton. Dissertation Karlsruhe 1923. Auszug im Bauingenieur 1924, Heft 5.

der Temperatur im Körper, teils um errechnete oder geschätzte Temperaturänderungen auf Grund von gemessenen Formänderungen des Bauwerkes.

Sichtet man die vorhandenen Beobachtungen am Bauwerk, so erkennt man, daß die Schwingungsdauer der Außentemperaturschwankung von großer Bedeutung ist; es läßt sich ungefähr folgende Beeinflussung feststellen.

Tagesschwankungen machen sich bemerkbar:

- in 10 cm Tiefe mit etwa 50 vH
- „ 30 „ „ „ 5-10 „
- „ 50 „ „ „ 2-3 „

Schwankungen mit etwa 1/2 Monatsperiode

- in 10 cm Tiefe mit etwa rd. 80 vH

Jahresschwankungen aus Tagesmitteln

- in 30-50 cm Tiefe mit etwa rd. 80 vH
- 70 „ „ „ 75 „
- 1 m „ „ 70 „
- 2 „ „ 35 „

Demnach wird also der Beton durch Schwankungen mit großer Periode (Jahresschwankungen) stark bis in beträchtliche Tiefen beeinflusst, während sich Schwankungen von kurzer Periode (Tagesschwankungen) nur in den äußersten Schichten wesentlich bemerkbar machen.

Aus den Messungen an der Boonton-Staumauer hat M. Merriman folgende Formel über die Temperaturschwankung in verschiedenen Tiefen von der Oberfläche aus aufgestellt:

$$R = \frac{\Delta T}{3\sqrt{D}}, \text{ wo } \Delta T = \text{größter Temperaturunterschied der Tagesmittel der Luft während 1 Jahres}$$

für $0,15 < D < 6 \text{ m}$:

- D = Entfernung von der Oberfläche in m,
- R = Temperaturschwankung in der Tiefe D,

die aber keine allgemeine Gültigkeit besitzt, wie später nachgewiesen wird.

Die Erscheinung der Einwirkung der Umgebungstemperatur wird näher untersucht.

Es handelt sich um die Untersuchung des Einflusses periodischer Schwankungen der Umgebungstemperatur auf die Temperaturänderung im Betonkörper. Es werden die zwei Fälle behandelt:

1. in der x-Richtung einseitig unendlich ausgedehnter Körper (in der y- und z-Richtung vollkommener Wärmeschutz bzw. unendliche Ausdehnung), d. h. eine Berührungsebene mit der Umgebung für $x = 0$;
2. in der x-Richtung durch 2 Ebenen im Abstände $d = 2 X$ begrenzter Körper.

In beiden Fällen wird zunächst von der Oberflächentemperatur ausgegangen, dann von der Umgebungstemperatur.

Für die Differentialgleichung $\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \alpha \cdot \frac{\partial^2 \Theta}{\partial x^2}$ liefert der Ansatz:

$$\Theta = \varphi(t) \cdot \psi(x)$$

mit $\varphi(t) = e^{\pm i p t} = \cos p t \pm i \sin p t$

folgende Gleichung der Temperaturfunktion:

$$\text{Für den Fall 1a: } \Theta = C_m \cdot e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a t_0}} x} \cdot \cos\left(2\pi \frac{t}{t_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}} x\right)$$

wo C_m = größter Temperatureauschlag an der Oberfläche (Amplitude),

t_0 = Schwingungsperiode.

Die Frage: In welcher Tiefe x macht sich nur noch ein gewisser Bruchteil $\frac{1}{n}$ des maximalen Ausschlages an der Oberfläche bemerkbar, wird beantwortet durch:

$$x = \ln n \sqrt{\frac{a t_0}{\pi}}$$

Da die Temperaturleitfähigkeit a nur innerhalb naher Grenzen schwankt, so ist die Schwingungsdauer t_0 von ausschlaggebender Bedeutung.

Mit $a = 0,002$ ergibt sich eine Tiefe x :

für t_0	$n = 100$	20	10	5	4	3	2	$1,3$
1 Tag	0,58	0,38	0,29	0,20	0,17	0,14	0,08	0,01 m
1 Jahr	11,20	7,32	5,60	3,93	3,37	2,68	1,68	0,25 m

Es geht hieraus hervor, daß Jahresschwankungen sich noch in beträchtlichen Tiefen stark bemerkbar machen, während Tagesschwankungen nur in geringe Tiefen eindringen.

Für den Fall 1b, daß man unmittelbar von periodischen Schwankungen der Umgebungstemperatur ausgeht, mit dem größten Ausschlag $\pm C_1$ ergibt sich:

$$\Theta = C_1 \frac{e^{-p h x}}{\sqrt{1+2p+2p^2}} \cos\left(2\pi \frac{t}{t_0} - p h x - \arctg \frac{p}{1+p}\right),$$

wobei $p = \frac{1}{h} \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}$

Für die Oberfläche mit $x = 0$ wird

$$\Theta = C_1 \frac{1}{\sqrt{1+2p+2p^2}} \cos\left(2\pi \frac{t}{t_0} - \arctg \frac{p}{1+p}\right).$$

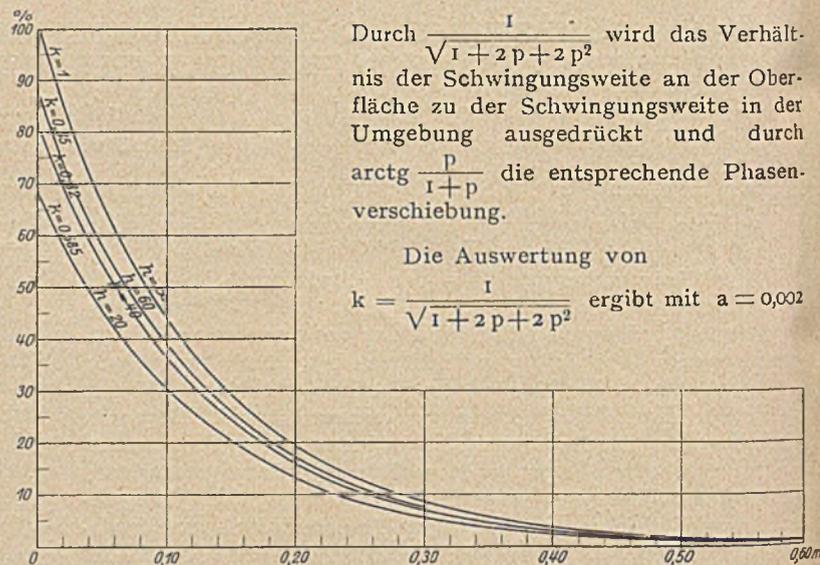


Abb. 6. Vordringen der Größtwerte der Temperaturschwankungen bei einseitiger Begrenzungsfläche (Tagesschwankungen).

für $h = \frac{\alpha}{\lambda}$	$t_0 = 1 \text{ Tag}$	1 Monat	1 Jahr	
20 (mäßiger Wind)	0,68	0,93	0,98	} k
40 (frischer Wind)	0,82	0,95	0,99	
60 (stürmischer Wind)	0,88	0,97	1	

Man erkennt, daß bei Tagesschwankungen die Oberflächentemperatur rd 70 vH bis 90 vH der Umgebungstemperatur beträgt, während bei Jahresschwankungen praktisch kein Unterschied zwischen Oberflächentemperatur und Umgebungstemperatur vorhanden ist.

In der Abb. 6 sind für $A = 100 \text{ vH}$ (Amplitude der Außentemperaturschwankung) die Begrenzungskurven für die Größtwerte der Temperaturschwankung im Innern für Tagesschwankungen dargestellt: $\Theta_{\max} = A k e^{-p h x}$ (Abb. 7).

Für den Fall 2: In der x-Richtung durch 2 Ebenen im Abstände $\mp X$ begrenzter Körper.

Aus der Differentialgleichung $\frac{\partial \Theta}{\partial t} = a \frac{\partial^2 \Theta}{\partial x^2}$ ergibt sich die allgemeine Lösung:

$$\Theta = \cos \delta [C \cos \varepsilon \cos \varepsilon + D \sin \varepsilon \sin \varepsilon] - \sin \delta [C \sin \varepsilon \sin \varepsilon - D \cos \varepsilon \cos \varepsilon]$$

wo $\delta = a q^2 t; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{1}{2}} q x.$

a) Geht man von der Oberflächentemperatur aus:

$$\Theta_x = \pm x = C_m \cos \left(2\pi \frac{t}{t_0} \right),$$

so wird $\Theta = C_m \sqrt{\frac{q^2 + \eta^2}{q_x^2 + \eta_x^2}} \cos \left(2\pi \frac{t}{t_0} + \arctg \frac{q_x \eta - \eta_x q}{q_x q + \eta_x \eta} \right)$

wo $q_x = C \cos R \cos R; \quad q = C \cos R \frac{x}{X} \cos R \frac{x}{X};$
 $\eta_x = C \sin R \sin R; \quad \eta = C \sin R \frac{x}{X} \sin R \frac{x}{X}; \quad R = X \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}$

$$\Theta_{\max} = C_m \sqrt{\frac{q^2 + \eta^2}{q_x^2 + \eta_x^2}} = C_m k; \quad \text{für } x = 0; \quad \Theta_{\text{kern}} = C_m \sqrt{\frac{1}{q_x^2 + \eta_x^2}}$$

Die Auswertung des Ausdruckes $k = \sqrt{\frac{q^2 + \eta^2}{q_x^2 + \eta_x^2}}$ für verschiedene Werte $\frac{x}{X}$ und R ergibt:

für R =	0	0,5	1	2	3	4	6
$\frac{x}{X} = 1$	1	1	1	1	1	1	1
0,95	1	0,997	0,963	0,900	0,855	0,820	0,740
0,90	1	0,991	0,930	0,808	0,741	0,671	0,548
0,80	1	0,988	0,874	0,612	0,548	0,450	0,302
0,70	1	0,985	0,834	0,517	0,403	0,302	0,105
0,50	1	0,98	0,790	0,355	0,212	0,134	0,050
0	1	0,98	0,774	0,274	0,099	0,036	0,005

Hieraus lassen sich für bestimmte Fälle der Schwingungsperiode t_0 und der Körperstärke X die Größtwerte der Temperaturschwankung ermitteln.

In Abb. 8 sind als Beispiel Temperaturverteilungskurven für die Zeit $t = \frac{3}{8} t_0$ mit dem Parameter $R = X \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}$ dargestellt.

Abb. 9 zeigt das Eindringen periodischer Schwankungen der Oberflächentemperatur in den Beton für Tages- bzw. Jahresschwankungen (Größtwerte), wobei die Kurve a für den einseitig begrenzten Körper gilt und die Kurven b für die Körperstärke 2X.

b) Geht man von der Umgebungstemperatur aus, die periodischen Schwankungen unterworfen ist, so wird:

$$\Theta = C_1 \frac{\sqrt{q^2 + \eta^2}}{\sqrt{\frac{q^2}{h^2} (\mu_x^2 + \nu_x^2) - \frac{q}{h} \sqrt{\frac{1}{2}} (\sin 2R - \sin 2R) + q_x^2 + \eta_x^2}} \times \cos \left(2\pi \frac{t}{t_0} - \arctg \frac{q \left[\frac{q}{h} \sqrt{\frac{1}{2}} (\mu_x + \nu_x) + \eta_x \right] - \eta \left[\frac{q}{h} \sqrt{\frac{1}{2}} (\nu_x - \mu_x) + q_x \right]}{q \left[\frac{q}{h} \sqrt{\frac{1}{2}} (\nu_x - \mu_x) + q_x \right] + \eta \left[\frac{q}{h} \sqrt{\frac{1}{2}} (\mu_x + \nu_x) + \eta_x \right]} \right)$$

Hierin ist:

$q = C \cos r \cos r$	$q_x = C \cos R \cos R$	$R = X \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}$
$\eta = C \sin r \sin r$	$\eta_x = C \sin R \sin R$	$r = R \frac{x}{X} = \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}} x$
$\mu = C \cos r \sin r$	$\mu_x = C \cos R \sin R$	$q = \sqrt{\frac{2\pi}{a t_0}} = \sqrt{2} \frac{R}{X}$
$\nu = C \sin r \cos r$	$\nu_x = C \sin R \cos R$	

Der Größtwert der Temperaturschwankung im Querschnitt x beträgt:

$$\Theta_{\max} = C_1 \frac{\sqrt{q^2 + \eta^2}}{\sqrt{2 \left(\frac{R}{h X} \right)^2 (\mu_x^2 + \nu_x^2) - \frac{R}{h X} (\sin 2R - \sin 2R) + q_x^2 + \eta_x^2}} = k C_1$$

(der vorher unter a) behandelte Fall erscheint als Grenzfall für $h X = \infty$).

Die Temperaturschwankung nimmt nach dem Kern zu ab, und zwar um so stärker, je größer $R = \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}} X$, d. h. je größer die Querschnittsstärke X, je kleiner die Schwingungsperiode t_0 und je kleiner die Temperaturleitfähigkeit a; außerdem ist die Temperaturschwankung um so kleiner, je niedriger $h = \frac{\alpha}{\lambda}$.

Die Lösung bestimmter Aufgaben läßt sich praktisch genügend genau aus dem Grenzfall

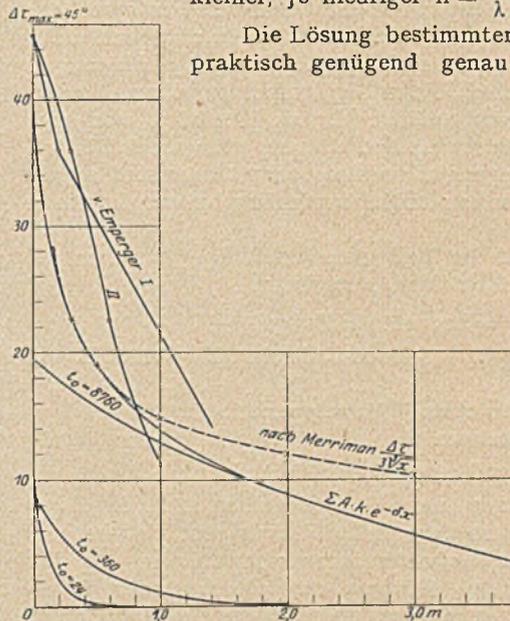


Abb. 7. Vordringen der Größtwerte der Lufttemperaturschwankung $\sum A \cdot k \cdot e^{-\delta x}$ bei einseitiger Begrenzungsfläche. Vergleich mit den Formeln von v. Emperger und Merriman.

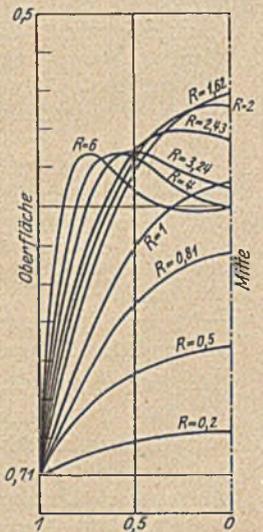


Abb. 8. Temperaturverteilungskurven für die Zeit $t = \frac{3}{8} t_0$. Parameter $R = X \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}$

$h = \infty$ (Oberflächentemperatur = Umgebungstemperatur) finden durch Vervielfachung mit dem Faktor

$$k' = \frac{1}{\sqrt{1 + 2p + 2p^2}}$$

wobei:

$$p = \frac{1}{h} \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}$$

Es wird:

$$\Theta_{\max} = C_1 \frac{\sqrt{q^2 + \eta^2}}{\sqrt{q_x^2 + \eta_x^2}} k' = \Theta_{\max h = \infty} k'$$

Der Verlauf der Jahrestemperaturschwankungen, gewonnen als Verbindungskurve der Monatsmittel, entspricht

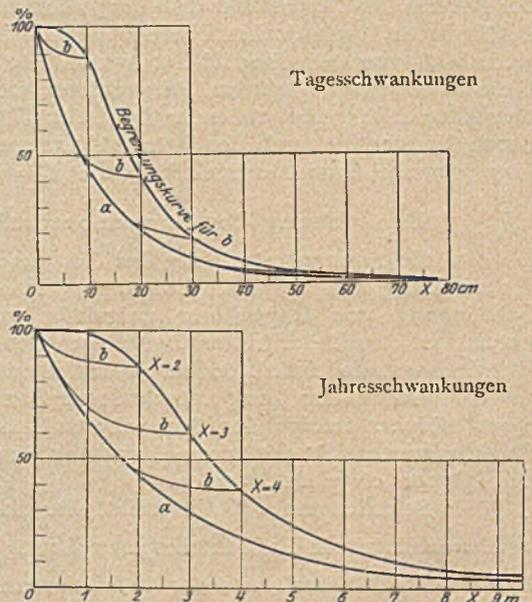


Abb. 9. Eindringen periodischer Schwankungen der Oberflächentemperatur. Größte Ausschläge in der Tiefe von der Oberfläche aus.

am besten der mit Rücksicht auf eine einfache mathematische Behandlung gemachten Voraussetzung einer harmonischen Schwingung; auch Tagesschwankungen lassen sich in Annäherung als harmonische Schwingungen auffassen. Jahreschwankungen aus Fünftagemitteln, Tagesmitteln oder gar aus äußerst gemessenen Temperaturwerten werden um so mehr von dem Verlauf einer harmonischen Schwingung abweichen, je kleineren Zeiträumen die Grenzwerte entsprechen; diese Abweichungen, deren Dauer und Größe natürlich nicht gesetzmäßig sein können, sind als besondere Schwingungen anzusehen; es wäre falsch, sie in die Temperaturschwankungen von Jahresdauer einzubeziehen, da sie Perioden von viel kürzerer Dauer angehören und somit von geringerem Einfluß sein müssen. Schwingungen verschiedener Dauer sind scharf zu trennen, wenn man zu brauchbaren Ergebnissen kommen will.

Als Beispiel wird der Fall untersucht, daß von dem gesamten Temperaturunterschied eines Ortes

$$\Delta \tau = 100 \text{ vH (z. B. } 45^{\circ}\text{)}$$

auf Jahresschwankungen aus Monatsmitteln rd. 45 vH z. B. 20° entfallen.

auf Schwankungen von etwa 1/2 Monatsperiode 20 vH 9°
auf tägliche Schwankungen 35 vH 16°

(was für unsere Gegend ungefähr im Mittel zutrifft).

Die Summenkurve aus den einzelnen Schwingungseinflüssen ist in Abb. 10 dargestellt; daraus geht klar hervor, daß der Einfluß der Außentemperaturschwankung auf den Zustand im Innern des Körpers mit abnehmender Querschnittsstärke X rasch zunimmt, und daß die Einwirkung um so stärker wird, je größer die Schwingungsdauer ist.

Die Werte der Temperaturschwankung nach der Formel von Merriman decken sich gut mit der Begrenzungskurve für X = 3,0 m; eine allgemeine Gültigkeit kommt der Merrimanschen Formel: $\Theta = \frac{C_1}{3\sqrt{x}}$ nicht zu.

Die Untersuchung des Einflusses von Überdeckungen auf die Abschwächung des Temperatureinflusses der Umgebung auf den Beton von der Stärke d gestaltet sich einfach, indem man die Schutzschichten von der Stärke δ und der Wärmeleitfähigkeit λ , in wärmetechnisch gleichwertige Betonschichten von der Stärke δ' umwandelt ($\delta' = \frac{\lambda_b}{\lambda_a} \delta$) und auf die Gesamtstärke $2X = d + \sum \delta'$ die Gesetze der Wärmeleitung anwendet, wobei dann für den eigentlichen Beton nur der Bereich der Betonstärke d in Frage kommt. Für den Fall, daß Luftschichten zwischen Überdeckung und Beton vorhanden sind, muß von dem Begriff der äquivalenten Wärmeleitfähigkeit Gebrauch gemacht werden, in welchem die drei Einflüsse der Wärmeleitung bei ruhender Luft, der Wärmeübertragung durch Konvektion und der Wärmeübertragung durch Strahlungsaustausch zum Ausdruck kommen ($\lambda' = \lambda_0 + \lambda_c + c \delta C'$).

Einwirkung der Sonnenbestrahlung.

Da die Sonnenbestrahlung bei Tag und die nächtliche Ausstrahlung im ganzen betrachtet in Annäherung als Schwingung von Tagesdauer aufgefaßt werden kann, so kommt auf Grund der früher abgeleiteten Gesetze eine größere Einwirkungstiefe als rd. 60 cm praktisch nicht in Betracht.

Die Größe der Temperaturänderung an der Oberfläche eines Körpers infolge der Sonnenbestrahlung muß aus der Strahlungsintensität der Sonne¹¹⁾ und der Strahlungskonstante des Körpers abgeleitet werden.

Die Solarkonstante J (Intensität der Sonnenbestrahlung bei ihrem Eintritt in die Erdatmosphäre) beträgt: $1,93 \frac{\text{gr kal}}{\text{min cm}^2}$. Beobachtete Maximalwerte der Wärmeintensität an der Erd-

oberfläche betragen 72–85 vH der Solarkonstante. Die folgende Untersuchung wird mit dem Ziele durchgeführt, einen Überblick über die Größenordnung des Sonnenbestrahlungseinflusses zu gewinnen, der für bestimmte Fälle je nach den örtlichen

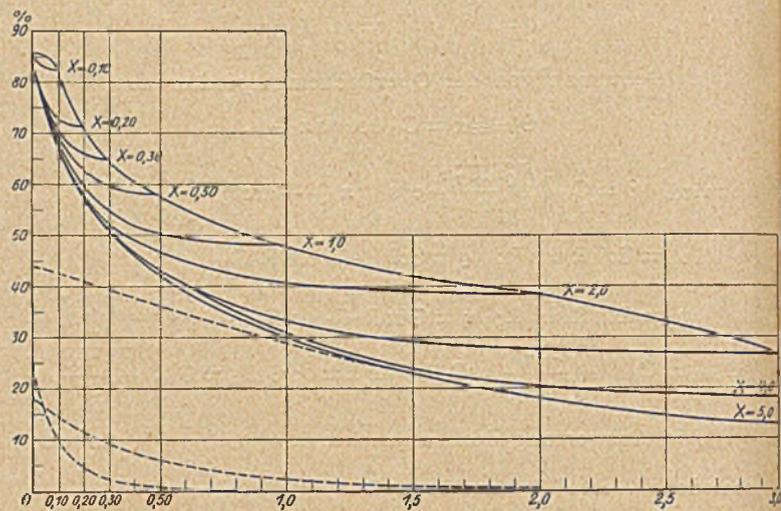


Abb. 10.

Begrenzungskurven der größten Temperaturschwankungen für verschiedene Stärken X unter Zugrundelegung einer Außentemperaturschwankung von 100%, davon 45% = Jahresschwankung d. Monatsmittel, 20% = Schwankung von 1/2 Monat Dauer, 35% = Tagesschwankung

mit $\left\{ \begin{array}{l} \text{Temperaturleitfähigkeit } a = 0,002 \\ \text{relative Wärmeübergangszahl } h = \frac{a}{\lambda} = \frac{20}{1} = 20 \end{array} \right.$

$\circ = \text{Wert nach der Formel von Merriman } \Theta = \frac{\Delta \tau}{3\sqrt{X}}$

Verhältnissen eine angenäherte Schätzung dieses Einflusses erlaubt. Dem Tagesgang der Wärmeintensität wird eine harmonische Schwingung zugrunde gelegt:

$$J = J_m \sin 2\pi \frac{t}{t_0}$$

wobei J_m = Größtwert des Schwingungsauschlages.

Aus der Differentialgleichung $\frac{\partial \Theta}{\partial t} = a \frac{\partial^2 \Theta}{\partial x^2}$ mit dem früher abgeleiteten Integral

$$\Theta = C e^{-\sqrt{\frac{1}{2} q x}} \cos \left(\alpha q^2 t - \sqrt{\frac{1}{2} q x} \right) - D e^{-\sqrt{\frac{1}{2} q x}} \sin \left(\alpha q^2 t - \sqrt{\frac{1}{2} q x} \right)$$

wird durch Erfüllung der Oberflächenbedingung

$$J = -\lambda \left(\frac{\partial \Theta}{\partial x} \right)_{x=0}$$

bei einseitiger Begrenzungsfläche die Lösung erhalten:

$$\Theta = -\frac{J_m}{\lambda \sqrt{2} \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}} e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a t_0}} x} \cos \left(\frac{\pi}{4} + 2\pi \frac{t}{t_0} - \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}} x \right)$$

Für die Oberfläche ($x=0$) wird

$$\Theta = \frac{J_m}{\lambda \sqrt{2} \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}} \cos \left(\frac{\pi}{4} + 2\pi \frac{t}{t_0} \right)$$

$$(\Theta_{\max})_{x=0} = \frac{J_m}{\lambda \sqrt{2} \sqrt{\frac{\pi}{a t_0}}} \text{ für } t = \frac{3}{8} t_0$$

11) C. Dorno, Physik der Sonnen- und Himmelstrahlung. Die Wissenschaft Bd. 63. Vieweg & Sohn, Braunschweig 1919.

Für $\lambda = 1$ kcal/m St. Grad, $a = 0,002 \cdot m^2/\text{St.}$, $t_0 = 24$ St. wird

$$(\Theta_{\max})_{x=0} = \frac{J_m}{11,45}$$

Unter Zugrundelegung eines Absorptionsvermögens für Beton $a = 0,85$ [aus dem Kirchhoffschen Gesetz: Verhältnis der kalorischen Emission e zur Absorption a eines Körpers = Emission E des absolut schwarzen Körpers $\frac{e}{a} = E$; mit

$$E = C_0 \left(\frac{T}{100}\right)^4 = 4,65 \left(\frac{T}{100}\right)^4$$

$$e = 4 \left(\frac{T}{100}\right)^4; a = \frac{e}{E} = \frac{4}{4,65} \approx 0,85$$

und unter Verwendung der für die Ebene bzw. das Hochgebirge gemessenen Wärmeintensitäten (nach C. Dorno) ergeben sich folgende Werte für die Amplitude J_m der periodisch verlaufenden Wärmez- und -abfuhr:

	Frühjahr-Sommer	Winter	Jahresmittel	
Ebene	J	720	540	600 kcal/St. m ²
	A	80	80	80 „
Hochgebirge	J	780	660	720 „
	A	120	120	120 „

$$J' = \text{Einstrahlung} = J - A.$$

$$A = \text{Ausstrahlung.}$$

$$J_m = \frac{J' + A}{2}$$

Man erhält:

	Frühjahr	Winter	Jahresmittel
Für die Ebene: J_m	360	270	300 kcal/St. m ²
$\pm \Theta_{\max}$	32°	24°	27°
Temperaturzunahme \approx	57°	41°	47°
Temperaturabnahme \approx	7°	7°	7°
Für das Hochgebirge:			
J_m	390	330	360 kcal/St. m ²
$\pm \Theta_{\max}$	34°	29°	32°
Temperaturzunahme \approx	58	48	54
Temperaturabnahme \approx	10	10	10

Diese Werte gelten bei dauernd senkrechtem Strahlungseinfall, was jedoch bei Bauwerken nicht der Fall ist. Auf horizontale Flächen entfallen bei klarem Himmel nur rd 30 vH bis 70 vH, im Mittel 50 vH der Strahlungssumme bei dauernd senkrechter Bestrahlung. Man erhält bei wagerechter Oberfläche folgende Temperaturänderungen in der Tiefe x :

Z. B. für die Ebene:

$x = 0$	5	10	15	20	30	50 cm	
Sommer 44°	+ 39 ⁰	26 ⁰	17,3 ⁰	11,7 ⁰	7,8 ⁰	3,4 ⁰	0,6 ⁰
	- 5 ⁰	3,3 ⁰	2,2 ⁰	1,5 ⁰	1,0 ⁰	0,4 ⁰	
Winter 16°	+ 13 ⁰	8,6 ⁰	5,8 ⁰	3,9 ⁰	2,6 ⁰	1,1 ⁰	0,2 ⁰
	- 3 ⁰	2 ⁰	1,3 ⁰	0,9 ⁰	0,6 ⁰	0,3 ⁰	
Jahresmittel 28°	+ 24 ⁰	16 ⁰	10,7 ⁰	7,2 ⁰	4,8 ⁰	2,1 ⁰	0,4 ⁰
	- 4 ⁰	2,7 ⁰	1,8 ⁰	1,2 ⁰	0,8 ⁰	0,3 ⁰	

Dieses Ergebnis steht in Übereinstimmung mit den Beobachtungen von Schürch über den Strahlungseinfluß beim Langwieser-Talübergang, wo in 30 cm Tiefe ein Strahlungseinfluß von $2^\circ - 2\frac{1}{2}^\circ$ festgestellt wurde, während in 50 cm Tiefe eine Einwirkung nicht mehr gemessen werden konnte.

Auf Grund der vorausgegangenen Untersuchung über die Einwirkung der Umgebungstemperatur und der Sonnenbestrahlung kann man sich für die verschiedenen Verhältnisse freistehender und bedeckter Betonkörper Rechenschaft über die Temperaturverteilung geben.

Bei einer Gesamt-Außentemperaturschwankung von $45^\circ = \pm 22,5^\circ = 100$ vH, bestehend aus 45 vH Jahresschwankung, 20 vH Schwankung von $\frac{1}{2}$ Monat Dauer und 35 vH Tagesschwankung (ungefähr normal für mitteleuropäische Verhältnisse) ergeben sich folgende größte Temperaturschwankungen gegenüber der mittleren Jahrestemperatur:

- a) an der Oberfläche: ohne Strahlungseinfluß $\pm 20^\circ$
mit „ „ $\pm 44^\circ$ u. $- 24^\circ$
- b) im Kern der Querschnittsstärke X :
für $X = 0$ 0,05 0,10 0,20 0,30 0,50 1,0 2,0 3,0 m
ohne Strahlung: $\pm 20^\circ$ 19,1 18,5 16,1 14,6 13,0 10,8 8,7 6⁰
mit „ „ $+ 44^\circ$ 35,1 29,2 20,9 16,7 13,4 10,8 8,7 6⁰
 $- 24^\circ$ 21,8 20,3 16,9 14,9 13,0 10,8 8,7 6⁰
- c) mittlere Querschnittstemperatur:
für $X = 0,05$ 0,10 0,20 0,30 0,50 1,0 2,0 3,0 m
ohne Strahlung $\pm 19,3^\circ$ 18,6 16,5 15,3 13,7 11,5 9,1 7,1⁰
mit „ „ $+ 37,0^\circ$ 35,0 28,0 24,0 19,0 14,0 11,0 8,0⁰
 $- 22,0^\circ$ 21,0 18,0 17,0 14,0 12,0 9,0 7,0⁰

Der Vergleich dieser Werte der Temperaturschwankung mit den Werten, welche nach den amtlichen preußischen Bestimmungen vom 13. I. 1916 für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton bei der Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen berücksichtigt werden sollen, nämlich $\pm 15^\circ$ bzw. $\pm 10^\circ$, zeigt, daß die amtlichen Bestimmungen keineswegs zu schwere Bedingungen für die Berechnung solcher Tragwerke stellen. Es treten, wie die Untersuchung zeigt (und in Übereinstimmung mit Beobachtungen am Bauwerk), höhere Temperaturschwankungen auf, als die amtlichen Bestimmungen annehmen, namentlich unter der Einwirkung der Sonnenbestrahlung. Die mittleren Querschnitts-Temperaturschwankungen lassen sich durch folgende einfache Näherungsformeln wiedergeben:

- ohne Strahlungseinfluß:
für $d = 0$ bis 0,8 m: $\Delta \Theta = \pm [20^\circ - 7,5 d]$
0,8 bis 3,0 m: $= \pm [14^\circ - 1,8 (d - 0,8)]$
3,0 bis 6,0 m: $= \pm [10^\circ - (d - 3,0)]$
- bzw. allgemein: $\Delta \Theta_m = \begin{cases} \Delta T (0,5 - 0,17 d) & \text{für } d = 0 \text{ bis } 0,8 \text{ m} \\ \Delta T (0,34 - 0,04 d) & \text{0,8 bis } 3,0 \text{ m} \\ \Delta T (0,27 - 0,022 d) & \text{3,0 bis } 6,0 \text{ m} \end{cases}$
- wo $\Delta T =$ Jahrestemperaturschwankung aus Tagesmitteln,
 $d = 2 X =$ Körperdicke;
- mit Strahlungseinfluß:
für $d = 0,1$ bis 0,8 m: $\Delta \Theta = 40^\circ - 25 d$
0,8 bis 2,0 m: $= 16^\circ - 5 (d - 0,8)$
2,0 bis 6,0 m: $= 11^\circ - 1,5 (d - 0,2)$

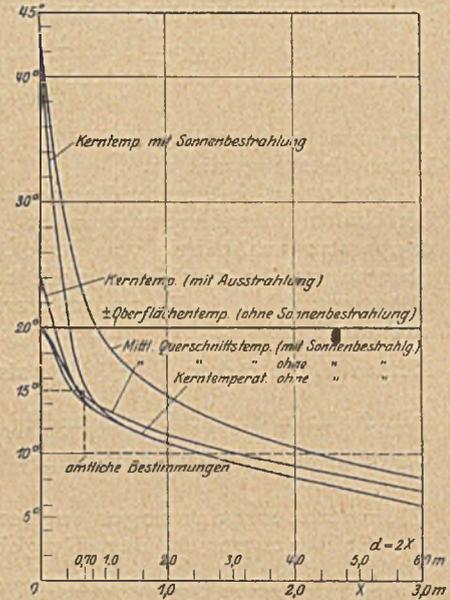


Abb. 11. Größte Temperaturschwankung gegenüber der mittleren Jahrestemperatur ohne und mit Einfluß der Sonnenbestrahlung unter Zugrundelegung von $\pm 10^\circ$ Jahrestemperaturschwankung $\pm 4,5^\circ$ Schwankung von $\frac{1}{2}$ Monat Dauer $\pm 8^\circ$ Tagestemperaturschwankung

Ungleich große, konstante Temperaturen auf den beiden Wandseiten.

Im Dauerzustand ist $\frac{\partial \Theta}{\partial t} = 0$, und da Wärmequellen im Innern fehlen, so lautet die Differentialgleichung der Wärmeleitung:

$$\frac{\partial^2 \Theta}{\partial x^2} = 0$$

und die Gleichung der Temperaturfunktion:

$$\Theta = C_1 x + C_2.$$

In Erfüllung der Oberflächenbedingung wird

$$\Theta = \frac{\vartheta_2 - \vartheta_1}{\frac{\lambda}{\alpha_1} + s + \frac{\lambda}{\alpha_2}} x + \frac{\vartheta_1 \left(s + \frac{\lambda}{\alpha_2} \right) + \vartheta_2 \frac{\lambda}{\alpha_1}}{\frac{\lambda}{\alpha_1} + s + \frac{\lambda}{\alpha_2}}$$

wobei ϑ_1 und ϑ_2 die Umgebungstemperatur auf den Seiten 1 u. 2, α_1 und α_2 die Wärmeübergangszahlen auf den Seiten 1 u. 2, s = Körperstärke, x = Tiefe von der Seite 1 aus, λ = Wärmeleitzahl des Körpers.

Der Unterschied der Oberflächentemperaturen beträgt:

$$\Delta \Theta = \frac{\Delta \vartheta}{\frac{\lambda}{\alpha_1} + s + \frac{\lambda}{\alpha_2}} \cdot s$$

er nimmt mit zunehmender Wandstärke und zunehmender Wärmeübergangszahl zu.

Bei einem bestimmten Temperaturunterschied $\Delta \vartheta = \vartheta_1 - \vartheta_2$ der beiden Außentemperaturen ist die mittlere Querschnittstemperatur unabhängig von der Stärke s , falls die Wärmeübergangszahlen gleich groß sind; bei verschiedenen Wärmeübergangszahlen (z. B. außen stark bewegte Luft, innen ruhende Luft) ist die mittlere Querschnittstemperatur bei kleinen Wandstärken $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{niedriger} \\ \text{höher} \end{smallmatrix} \right\}$ als bei großen Wandstärken, falls die hohe Wärmeübergangszahl (Außenluft) der $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{niederen} \\ \text{hohen} \end{smallmatrix} \right\}$ Umgebungstemperatur zukommt.

Temperaturspannungen unter dem Einfluß von Schwankungen der Umgebungstemperatur.

Sind keine Lagerwiderstände vorhanden, so kommt für den Spannungszustand die augenblicklich herrschende Verteilung der Temperatur über den Querschnitt in Frage entsprechend dem Unterschied zwischen tatsächlicher Temperaturverteilung und der gedachten Temperaturverteilung, welche der tatsächlichen Formänderung zukommt.

Für die Spannungen sind die Temperaturunterschiede an der Oberfläche maßgebend.

Unter Zugrundelegung folgender Temperaturschwankungen der Luft:

Jahresschwankung	$\pm 10^0$
1/2 Monatsschwankung	$\pm 5^0$
Tagesschwankung	$\pm 8^0$

und einer Schwankung der Oberflächentemperatur infolge Sonnenbestrahlung und Ausstrahlung $+ 24^0 - 4^0$

ergeben sich folgende für die Spannungsberechnung maßgebende Temperaturunterschiede $\Delta \Theta$ an der Oberfläche:

	für $X = 0,05$	0,10	0,20	0,30	0,50	0,75	1,4	2,5	5,0	10,0 m
ohne Strahlung	$\pm 1,5^0$	3,2	5,4	6,9	8,6	10,3	11,4	15,2	18,0	19,3 ⁰
mit	$+ 6,8^0$	13,0	21,5	25,9	29,3	31,9	33,5	38,8	41,2	43,3 ⁰
	$- 2,4^0$	4,8	8,1	10,1	12,1	13,9	15,1	19,0	21,8	23,3 ⁰

Dementsprechend können mit $E_d = 200000 \text{ kg/cm}^2$, $w = 0,00001$ Druckspannungen von rd 40 bzw. $> 80 \text{ kg/cm}^2$ auftreten und mit $E_z = 100000 \text{ kg/cm}^2$ Zugspannungen von 20–25 kg/cm^2 , so daß unter Umständen Reißbildungen durch Überwindung der Zugfestigkeit eintreten können.

Verhindern Lagerwiderstände eine beabsichtigte Formänderung infolge Temperaturänderung gegenüber einem Anfangszustand, so treten entsprechend den Widerständen Spannungen auf. Die Untersuchung der Temperaturspannung ergibt für diesen Fall im Vergleich zu dem Fall statisch bestimmter Lagerung (vgl. Abb. 12), daß die Spannungen um so größer sind, je kleiner die Querschnittsstärke ist. Durch die Wahl eines statisch bestimmten Systems kann namentlich

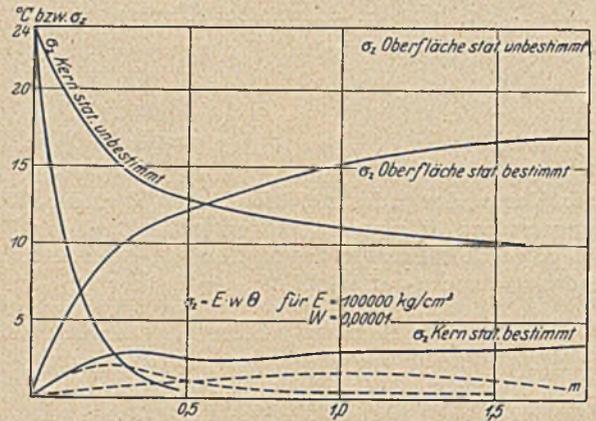


Abb. 12.
Zugspannungen infolge Einwirkung der Umgebungstemperatur bei statisch bestimmter und statisch unbestimmter Lagerung.

im Bereich $X < 0,50 \text{ m}$ die Temperaturzugspannung herabgesetzt werden, um so mehr, je schwächer die Querschnitte sind. Die Forderung, unerwünscht hohe Zugspannungen zu vermeiden wegen der Reißbildungsgefahr, bedingt vielfach die Anordnung von Trennungsfugen, die jetzt bei schwachen Querschnitten notwendig werden, während nach der früheren Untersuchung über den Einfluß der Abbindewärme Trennungsfugen bei starken Querschnitten erforderlich wurden; der Unterschied in diesen beiden Arten von Trennungsfugen liegt in der Dauer ihrer Wirkung; während die Abbindewärme-Trennungsfugen geschlossen werden können, sobald die Abbindewärme abgeführt ist, müssen die Außentemperatur-Trennungsfugen dauernd offen gehalten werden.

Will man Reißbildungen infolge Temperaturverkürzung entsprechend dem Unterschied der mittleren Querschnittstemperatur gegenüber der mittleren Jahrestemperatur vermeiden, so darf das dem Beton eigene Verlängerungsmaß $\epsilon_z = 0,10 \cdot 10^{-3}$ bis $0,15 \cdot 10^{-3}$ nicht überschritten werden. Das mittlere Temperaturverkürzungsmaß beträgt aber mit $\omega = 0,00001 = 0,01 \cdot 10^{-3}$

für $X = 0,05 \ 0,10 \ 0,20 \ 0,30 \ 0,50 \ 1,0 \ 2,0 \ 3,0 \ 5 \ 10 \text{ m}$

$\epsilon_{\Theta} : 10^{-3}$	0,19°	0,19	0,16	0,15	0,14	0,12	0,09	0,07	0,04	0,02°	ohne Strahlg.
	0,22°	0,21	0,18	0,17	0,14	0,12	0,09	0,07	0,04	0,02°	mit Strahlg.

d. h. bei Querschnittsstärken $X < 0,30 \text{ m}$ bzw. $< 2,0 \text{ m}$ muß mit der Möglichkeit des Auftretens von Temperaturrissen gerechnet werden, falls das beabsichtigte Formveränderungsbestreben verhindert wird. Trennungsfugen werden vor allem bei Querschnittsstärken $d = 2 X < 2,0, 30 \text{ m}$ erforderlich.

Mit Berücksichtigung des Schwindmaßes ergeben sich folgende Werte für das Verkürzungsmaß:

	für $X = 0,05$	0,10	0,20	0,30	0,50	1,0	2,0	3,0	5,0	10,0 m	
$\epsilon_{(\Theta+s)}$	$[0,72^0$	0,66	0,56	0,48	0,38	0,28	0,20	0,16	0,10	0,06°]	10^{-3}

Demnach kann bei Querschnittsstärken $X > 3,0 \text{ m}$ bzw. $5,0 \text{ m}$ das dauernde Offenhalten von Trennungsfugen entbehrt werden (entsprechend $\epsilon_z = 0,15 \cdot 10^{-3}$ bzw. $0,10 \cdot 10^{-3}$).

Die Frage: in welcher Entfernung sind zweckmäßigerweise Trennungsfugen anzuordnen? kann nicht allgemein beantwortet werden. Die Entscheidung läßt sich nur von Fall zu Fall treffen unter Berücksichtigung des Kräftespiels, hervor-

gerufen durch Belastung, Schwinden, Temperaturänderung (Abbindewärme und Außentemperatur), wobei der Umstand maßgebend ist, ob die Zweckbestimmung des Bauwerks Risse von gewisser Stärke zuläßt. Die Erscheinung der Rißbildung hängt (bei verhinderter Formänderung) lediglich von der Dehnungsfähigkeit des Betons ab, also von einer Stoffgröße, nur die Stärke der Rißbildung wird durch die Körperlänge bedingt.

Die Entfernung zwischen zwei Trennungsfugen (Rissen) beträgt: $l = \frac{\Delta l}{\epsilon}$.

Mit $\epsilon_z = 0,10 \cdot 10^{-3}$ wird $l = 10\,000 \cdot \Delta l$,

$\Delta l = 0,1 \quad 0,5 \quad 1 \quad 2 \quad 5$ mm Rißbreite

$l = 1 \quad 5 \quad 10 \quad 20 \quad 50$ m Fugenabstand.

Schlußwort.

Die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung über die Temperaturänderung in Betonkörpern durch die Abbindewärme und durch die Beeinflussung durch die Umgebungstemperatur und die Sonnenbestrahlung lassen erkennen, daß unter Umständen beträchtliche Temperaturänderungen eintreten können, und daß die Temperaturverteilung über den Querschnitt starken Veränderungen unterworfen ist. Dementsprechend sind unter Umständen sowohl hohe absolute als relative Temperaturspannungen zu erwarten, die das Maß der gewöhnlich als zulässig erachteten Spannungen wesentlich überschreiten können.

Die Berücksichtigung der Temperaturänderungen erfordert vielfach das Aufgeben der monolithischen Bauweise durch Anordnung von Trennungsfugen, um die Temperaturspannungen auf ein erträgliches Maß herabzudrücken, bei großen Massen wegen der Abbindewärme und bei kleinen Abmessungen wegen der Einwirkung der Außentemperatur.

Eine rechnerische Berücksichtigung des Einflusses der Abbindewärme wird sich für die Praxis nur in Annäherung durchführen lassen; die vorliegende Untersuchung läßt es aber als dringend notwendig erscheinen, daß bei der Herstellung von Bauwerken mit großen Massen der Untersuchung des zur Verwendung kommenden Zementes hinsichtlich seiner Wärme-Entwicklungsfähigkeit beim Abbindevorgang Aufmerksamkeit geschenkt wird, damit man sich ein Urteil über die mögliche Temperaturerhöhung der verwendeten Betonmischung bilden kann und über die Maßnahme zur Ausschaltung gefährlicher Temperaturspannungen.

Hinsichtlich der Beeinflussung von Betonkonstruktionen durch die Umgebungstemperatur und die Sonnenbestrahlung hat die Untersuchung gezeigt, daß die bisher meist gebräuchlichen Maße der Temperaturschwankung von $\pm 15^\circ$ bzw. $\pm 10^\circ$ für kleine und mittlere Querschnittsabmessungen als unzureichend angesehen werden müssen.

Damit soll aber nicht ausgesprochen werden, daß die ermittelten höheren Beeinflussungsgrade auch der statischen Berechnung von Bauwerken ohne weiteres zugrunde gelegt werden sollen. Mit Rücksicht darauf, daß die statische Untersuchung vielfach unter Voraussetzungen vorgenommen wird und mangels besserer Unterlagen auch meist vorgenommen werden muß, die mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen (unnachgiebiger Baugrund, unverschiebliche Lagerung, feste Einspannung), wodurch der Einfluß von Temperaturänderungen rechnerisch stärker in Erscheinung treten muß, als es tatsächlich der Fall ist, kann man auch der statischen Untersuchung kleinere Temperaturschwankungen zugrunde legen als das Bauwerk in Wirklichkeit mitmachen wird.

Eine endgültige Lösung der Fragen über die Temperaturspannungen in Bauwerken scheidet so lange, als nicht unsere Erkenntnis über das Verhalten des Baugrundes unter Belastung besser begründet ist als bisher.

BEOBACHTUNGEN AN BETON- UND EISENBETONBAUTEN AUF EINER STUDIENREISE.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Schluß von Seite 772.)

4. Erfahrungen mit Gußbeton bei Talsperrenbauten.

Neben der großen Schwarzenbachsperre im Murgtal sind zwei große Talsperren im Bau und zum Teil kurz vor der Fertigstellung, bei denen die Gußbetonbauweise zur Anwendung kommt. Es sind dies die Wäggitalsperre unweit Zürich und die Talsperre an der Barberine in dem südwestlichen Teil der französischen Schweiz an der französischen Grenze.

Während bei der Schwarzenbachsperre der Hauptteil des gegossenen Materials mit Hilfe von Kabelkränen verarbeitet wird, geschieht bei beiden Schweizer Sperren die Verarbeitung des Betons mit Hilfe von Gießrinnen in derselben Weise, wie sie in der amerikanischen Praxis an verschiedenen Bauwerken aller Art seit Jahren angewendet werden.

Der richtunggebende Grundsatz bei jeder Art von Gußbetonherstellung muß sein:

Wie bereitet man Gußbeton mit einem Wasserzusatz, der gerade genügt, um die Fortbewegung des Betons in den Rinnen zu gewährleisten?

Jeder Überschuß von Wasser verändert die Eigenschaften des Betons zu dessen Nachteil. Es muß daher die Hauptaufgabe bei der Herstellung des Betons mit Hilfe der Gußbauweise sein, die Zusammensetzung der einzelnen Komponenten für die Herstellung des Betons sorgfältig vorzubereiten und insbesondere den Wasserzusatz in Einklang zu bringen mit den andern, die Festigkeit und Dichtigkeit beeinflussenden Komponenten.

Sind diese Fragen bei den beiden Schweizer Bauwerken geklärt worden?

Es soll festgestellt werden, daß ein sehr verheißungsvoller Anfang gemacht wurde, da in beiden Fällen die Untersuchung des verwendeten Materials und die Verarbeitung des Betons mit größter Sorgfalt vorbereitet wurden.

Im Folgenden werde ich mich nur mit der Frage der Bereitung, der Vorbereitung, der Prüfung des Betons sowie mit den ausgeführten Untersuchungen befassen.

Die Baustellen- und Transporteinrichtungen bei beiden Talsperren sind in lesenswerten Aufsätzen in der schweizerischen Bauzeitung, Jahrgang 1923/24, veröffentlicht, auf die hier im besonderen hingewiesen sei.

Die z. T. aus der amerikanischen Praxis übernommenen Einrichtungen, die zur Herstellung von Gußbeton notwendig sind, in erster Linie die Gießtürme und die Rinnen einschließlich der Anschlüsse an den Übergangsstellen scheinen wenigstens nicht allgemein zur vollen Zufriedenheit gearbeitet zu haben, was aber nicht gegen das Verfahren an sich spricht. Es ist befreiflich, daß bei der erstmaligen Anwendung Kinderkrankheiten sich bemerkbar machen müssen, die sich auf Grund langjähriger Anwendung vermeiden lassen.

Wenn man die Güte des Gußbetons beurteilen will, so muß man von der Art der Aufbereitung der einzelnen Bestandteile ausgehen. Diese sind bei beiden Schweizer Sperren verschieden; in dem Fall an der Barberine werden Kies und Sand, z. T. als Quetschsand, bei der Wäggitalsperre Steinschlag und Splitt verwendet. Es sind sonach bei der Beurteilung der Güte des Betons im letzteren Falle auch die Brechanlagen entscheidend, die im ersten Falle nur von untergeordneter Bedeutung sind. Durch die Brechanlagen wird eine größere

Menge von staubfeinem Sand von der Korngröße unter 0,5 mm bereitet, die sowohl die Gießbarkeit als auch die Festigkeit des Betons nicht unerheblich beeinflussen.

Es besteht in vielen Fachkreisen noch manchmal die Ansicht, daß das staubförmige Material in Form von Steinmehl z. T. den Traß zu ersetzen in der Lage ist, wobei man vergißt, daß der Traß auch eine chemische Aufgabe zu erfüllen hat, die von gewöhnlichem Steinmehl nicht erfüllt werden kann. Ferner wird vielfach angenommen, daß mit einem Gehalt an Steinmehl die Dichtigkeit des damit verarbeiteten Betons verbessert wird, weil man annimmt, daß die kleinsten Hohlräume durch das Steinmehl ausgefüllt werden. Man vergißt dabei, daß das Steinmehl nicht immer und am wenigsten bei Gußbeton in die kleinen Hohlräume eindringt, für die es bestimmt ist. Man denke nur an die Art der Zubereitung und Verarbeitung des Gußbetons, und man wird nicht im Zweifel darüber

oberen Teilen der Mauer verwendete Mischung von 230 kg auf den Kubikmeter Kiessand entspricht einem Mischungsverhältnis von 1 : 5,5, das auch als reichlich fett bezeichnet werden kann.

Die Anwendung so fetter Betonmischungen erklärt sich aus dem Bestreben der Bauleitung den großen Wassergehalt und die dadurch verringerte Festigkeit durch einen Überschuß von Zement auszugleichen.

Wie aus der Abbildung ersichtlich ist, wurde bei der Barberine-Talsperre dem Mischungsverhältnis ursprünglich auch eine gewisse Menge Kalk zugesetzt, um den Beton geschmeidiger zu machen. Später wurde jedoch, wie mir bei meinem Besuche im Sommer 1924 mitgeteilt wurde, von dem Kalkzusatz abgesehen, weil dieser zu Schwierigkeiten führte. (Die Arbeiter litten unter dem Kalkstaub.)

Bei der Wäggitalsperre wurde nach sorgfältigen Voruntersuchungen nach den mir gemachten Angaben bei einer Rinnenneigung bis zu 30° das folgende Mischungsverhältnis ausgewählt:

Es ergeben 200 l Kugelmühlensand, 286 l Sand von 0 bis 5 mm Dmr, 100 l Sand von 5–10 mm, 376 l Steinschlag von 10–40 mm und 276 l von 40–80 mm, 177,66 kg Zement und 170–175 l Wasser = 940 l fertigen Beton.

Dies entspricht ungefähr einem Mischungsverhältnis von 1 : 7 bei einem Wasserzusatz von 12,5 vH. der Trockenmischung. Das Mischungsverhältnis ist also magerer als das bei der Barberinesperre angewendete.

Es wurde schon erwähnt, daß bei der Wäggitalsperre Steinschlag und Splitt zur Anwendung kommt, das vorher nicht nur gesiebt und gewaschen, sondern auch gebrochen werden muß. Dagegen wird an der Barberine Sand und Kies und z. T. Quetschsand verwendet, der aus dem mittleren Korn, das an der Gewinnungsstelle in der Nähe des Bauwerks reichlich vorhanden war, gebrochen wurde. Ein anderer Unterschied besteht zwischen beiden Sperren darin, daß bei der Wäggitalsperre alle Einrichtungen für die Vorbereitung des Zuschlagmaterials und zur Herstellung des Betons örtlich sehr zusammengedrängt sind. Dagegen sind bei der Barberine-Talsperre die entsprechenden Anlagen räumlich oft weit voneinander entfernt. Liegt doch die Krone der Sperre über 1900 m hoch und die Zubringung der Zemente geschieht mittels Luftseilbahnen, die einen Höhenunterschied von rd 600 m zu überwinden haben.

Die Gießbarkeit des Betons war bei beiden Sperren bei aller Verschiedenheit in der Zusammensetzung insbesondere der Zuschlagmaterialien befriedigend. Man konnte bei der Besichtigung erkennen, daß das durch die Rinnen gleichmäßig fließende Betonmaterial homogen und plastisch war; ein Entmischen war nicht zu bemerken.

Bei der Verarbeitung des Materials im Bauwerk fällt zunächst auf, wie wenig Menschen auf der Baustelle sind. Einige wenige Arbeiter kontrollieren den Rinnenauslauf und die richtige Verteilung des Betons. Man denke nur an die große Zahl von Arbeitern und Aufsichtsorganen, die bei der Verarbeitung des Betons in so großen Massen nach einem andern als dem Gußverfahren erforderlich wären.

Bei der Ausführung wurden Trennungsfugen in der Weise angeordnet, daß das Betonieren in Blöcken von rd 25 m Länge bis zu 2 m Stärke erfolgte und der nächste Block erst nach Herstellung des übernächsten fertig gestellt wurde. Bisher haben sich Schwindrisse nicht bemerkbar gemacht.

Zu erwähnen wären noch die sehr wertvollen Temperaturmessungen bei beiden Sperren, bei denen die größte Abbindewärme an der Barberine mit 38°, im Wäggitall mit 32° gemessen wurde, die nach 6 Monaten auf 22° heruntergingen.

Die Einwirkung der Kälte und des Frostes hat sich z. T. unangenehm bemerkbar gemacht, doch hat sich insbesondere bei der Barberine gezeigt, daß schlechte Erfahrungen durch Frosteinwirkungen vermieden werden konnten, wenn man die mit der Luft in Berührung kommende Außenschicht in einer etwas fetteren Mischung herstellte. Erwähnenswert ist

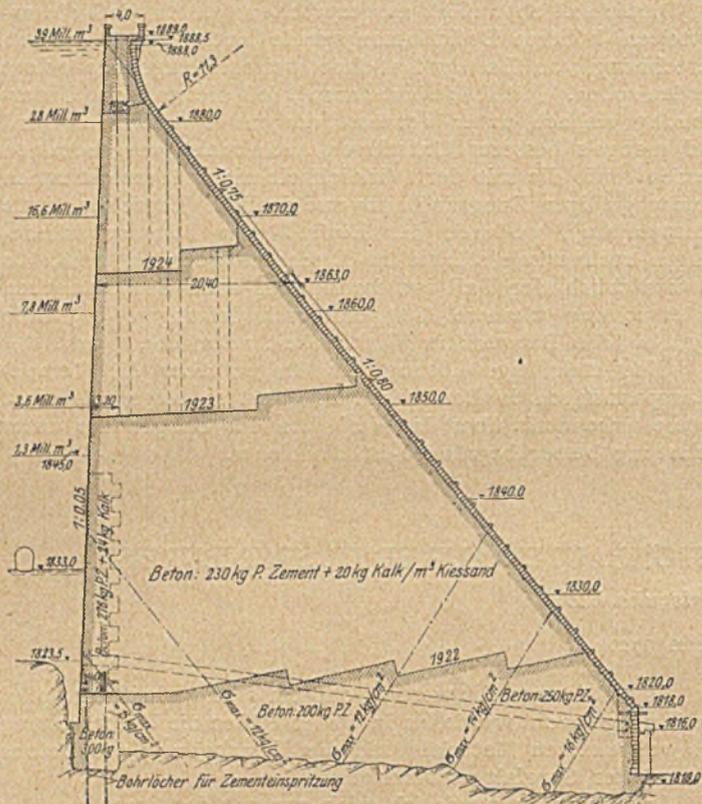


Abb. 6.

sein, daß das Steinmehl nur selten den Gefallen erweist, in die kleinen Hohlräume einzudringen. Es besteht die Möglichkeit, daß es sich in unverkitteten Klumpen zu Gefahrstellen zusammenballt oder sehr viel von dem Zement verbraucht, der an andern Stellen des Bauwerks dann fehlt. Ein Überschuß an Steinmehl kann sonach leicht zu einer Verminderung der Festigkeit des Betons führen, ohne seine Wasserdichtigkeit zu vergrößern. Deshalb sind bei der Splittbereitung in Brechanlagen Waschrichtungen zur Entfernung des Staubes erforderlich, wie sie beim Bau der Wäggitalsperre vorgesehen sind.

Von besonderem Interesse ist die Wahl des Mischungsverhältnisses bei Bauwerken wie den aus Gußbeton hergestellten Schweizer Talsperren.

Bei der Barberinesperre fällt der ziemlich hohe Zementgehalt auf. Aus dem Querschnitt (Abb. 6) ist ersichtlich, daß Beton verwendet wurde bis zu 275 kg Portlandzement auf den Kubikmeter Kiessand, was einem Mischungsverhältnis von ungefähr 1 : 4,5 entspricht und deshalb als sehr fette Mischung bezeichnet werden muß. Dieses hohe Mischungsverhältnis wurde zur Herstellung der äußersten wasserseitigen Betonschicht verwendet mit Rücksicht auf die Frostgefahr und zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit. Selbst die in den

auch der günstige Einfluß der Schalung, wie er an der Barberine festgestellt wurde, wo die Schalung über die Winter-ruhe bis zum Frühjahr stehen geblieben ist. Diese Schalung und die fettere Mischung an der Vorderseite haben an der Barberine die Frosteinwirkungen nahezu ausgeschaltet.

Sehr zu beachten ist die Lösung, die die Frage der Wasserdichtigkeit bei den Schweizer Sperren gefunden hat.

Man hat sich endlich entschlossen, mit der als vollkommen verfehlt erkannten Dichtung mit Hilfe von besonderen Schutzschichten, wie Klinker- oder Betonmauerwerk und Papplagen mit und ohne Putz abzugeben. Eine besondere Wasserdichtung ist nicht vorgesehen, man begnügt sich, den der Wasserseite zugekehrten Teil, wie dies in Abb. 6 ersichtlich ist, in einer etwas fetteren Mischung herzustellen. Man hat sich zu der Erkenntnis durchgerungen, daß Anstrichmittel oder Putze, für deren Haften an dem Betonkörper keine Gewähr vorhanden ist, immer Fremdkörper bleiben würden, und hat es daher vorgezogen, einen möglichst homogenen und dichten Beton zu erstreben. Bei den großen Massen hat man zudem beobachtet, daß im Laufe der Zeit eine teilweise Selbstdichtung erfolgt, und daß ein geringer Grad von Wasserdurchlässigkeit unbedenklich ist.

Die Beobachtungen und verschiedenen Untersuchungen über Festigkeit und Wasserdichtigkeit haben folgendes gezeigt:

Auf der Baustelle werden in beiden Fällen laufende Untersuchungen der Würfelstärken des zur Verarbeitung kommenden Betons ausgeführt. Es ist selbstverständlich nicht zu erwarten, daß die absoluten Festigkeitswerte nach vier Wochen bzw. nach drei Monaten sehr groß sind, schon deshalb nicht, weil bei Gußbetonversuchen die Würfelproben in eisernen Formen, wie sie sonst bei den Normenversuchen mit Stampfbeton verwendet werden, kein einwandfreies Bild des verarbeiteten Materials geben können. Immerhin sind die an 20er-Würfeln bei der Barberinesperre festgestellten Würfelstärken nach vier Wochen bis 100 kg und nach 3 Monaten bis zu 150 kg gefunden worden.

Bei der Wäggital Sperre sind z. B. auch die Ergebnisse bekannt geworden über die Druckfestigkeiten der aus dem Bauwerk herausgesägten Würfel, die zwar unter 100 kg blieben, aber immerhin noch eine genügende Sicherheit gewähren. Wir sehen z. B. in Abb. 6, daß die größten rechnerisch ermittelten Spannungen etwa 16 kg/cm² betragen, so daß die ermittelten Festigkeiten vollkommen genügen.

Über die Wasserdichtigkeit sind z. T. Laboratoriumsuntersuchungen durch die dafür eingesetzte Kommission des Schweizerischen Betonvereins ausgeführt worden, die befriedigend verlaufen sind. Gleichzeitig wurden Wasserdichtigkeitsversuche am Bauwerk ausgeführt, und es zeigte sich, daß bei 8 at in 2 m Tiefe an der Vorderseite des Bauwerks durch längere Zeit eine genügende Wasserdichtigkeit festgestellt werden konnte. Desgleichen haben auch die Baustellenuntersuchungen über die Wasserdichtigkeit an Würfeln, die aus dem gleichen Material hergestellt wurden, wie das Bauwerk unter 8 at Druck befriedigende Ergebnisse gezeigt.

Soweit sich bis jetzt feststellen läßt, hat der Gußbeton die erwarteten geringeren Festigkeiten gebracht, die aber durch die größere Gleichartigkeit im Gefüge gegenüber gestampftem oder plastischem Beton aufgewogen werden, was bei der notwendigen Wasserdichtigkeit von größerem Vorteil ist. Interessante Strukturuntersuchungen an der Baustelle in Wäggital haben dies vollauf bestätigt.

In Bälde ist ein Bericht der schweizerischen Gußbetonkommission zu erwarten, und es ist zu hoffen, daß alle Beobachtungen an den beiden Talsperrenbauten so niedergelegt werden, daß die Fachwelt daraus Nutzen ziehen kann. Insbesondere darf der Wunsch ausgesprochen werden, daß gerade die der Klärung bedürftigen Schwächen der Gußbetonbauweise aus den Erfahrungen an den beiden großen Bauwerken bekanntgegeben werden, damit die wissenschaftliche Arbeit darauf aufbauen kann.

IV. Der Eisenbeton im Eisenbahnbau.

Bogenbrücken aus Beton und Eisenbeton sind im Ausland wie bei uns im Eisenbahnbau schon wiederholt angewandt worden. Es herrscht im wesentlichen Klarheit darüber, was man ihnen statisch zumuten darf. Weniger geklärt ist die Frage der Anwendbarkeit der Balken- und Rahmenbrücken unter rollenden und schweren Belastungen. Es fehlt an entsprechenden Erfahrungen, und die wissenschaftliche Arbeit ist bei der Schaffung der Voraussetzungen für geeignete Berechnungsgrundlagen nicht wie in andern Zweigen des Bauingenieurwesens der Anwendung vorausgeeilt. Ich habe daher versucht, dieser Frage an einigen bei den italienischen Staatsbahnen ausgeführten Beispielen nachzugehen.

Zuvor mögen einige Mitteilungen über die Verwendung von Eisenbetonschwellen an Stelle von Holz- oder Eisen-schwellen vorausgeschickt werden. Wenn bei uns eines der Systeme angepriesen wurde, so wurde auf italienische Erfahrungen verwiesen. Es soll festgestellt werden, daß diese Erfahrungen recht traurige sind. Sie sprechen dagegen, daß man zur Zeit mit voller Verantwortung für die Einführung von Eisenbetonschwellen bei Hauptbahnen eintreten könnte. Solange wir nicht in der Lage sind, den Beton elastischer und zugfester herzustellen, als dies bis jetzt möglich ist, dürfte es zweckmäßiger sein, mit der Verwendung von Eisenbetonschwellen zu warten, weil sonst ähnliche Mißerfolge wie beim Eisenbetonschiffbau unausbleiblich wären.

Bei den italienischen Staatsbahnen wurden während der Kriegszeit Eisenbetonschwellen in größerer Zahl versuchsweise angewendet, weil gute Holzschwellen damals schwer zu bekommen waren. Aus diesem Grunde war auch die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonschwellen gegeben, was in normalen Zeiten kaum der Fall sein dürfte. Holzschwellen sind heut billiger, und die Lebensdauer ist zweifellos größer, wenn man bedenkt, daß die bekannt gewordenen Eisenbetonschwellen sehr bald Risse erhielten und dadurch von selbst ausscheiden.

Auf einer Hauptverkehrsstrecke in der Nähe von Rom sind verschiedene Schwellensysteme aus Eisenbeton eingebaut, die sich z. T. schon nach einjähriger Verwendung im Betrieb in einem recht trostlosen Zustand befinden. Die Schwierigkeit in der Herstellung einer geeigneten Verbindung mit den Schienen, die Möglichkeit der Rissebildung und die Unnachgiebigkeit beim Unterstopfen führen sehr bald zu Zerstörungen und zur Unbrauchbarkeit der Eisenbetonschwellen. Nach den mir gemachten Angaben waren von 300 Millionen eingebauten Eisenbetonschwellen im Frühjahr 1924 nur etwa 20 Millionen im Betrieb, und von diesen ist ein großer Teil nicht mehr brauchbar. Selbstverständlich ist bei Kleinbahnstrecken die Verwendung von Eisenbetonschwellen ungefährlicher, wenn sie aus wirtschaftlichen Gründen gerechtfertigt ist. Bei den italienischen Staatsbahnen wurden daher vielfach die bei den Hauptlinien unbrauchbar gewordenen Schwellen auf Kleinbahnstrecken eingebaut.

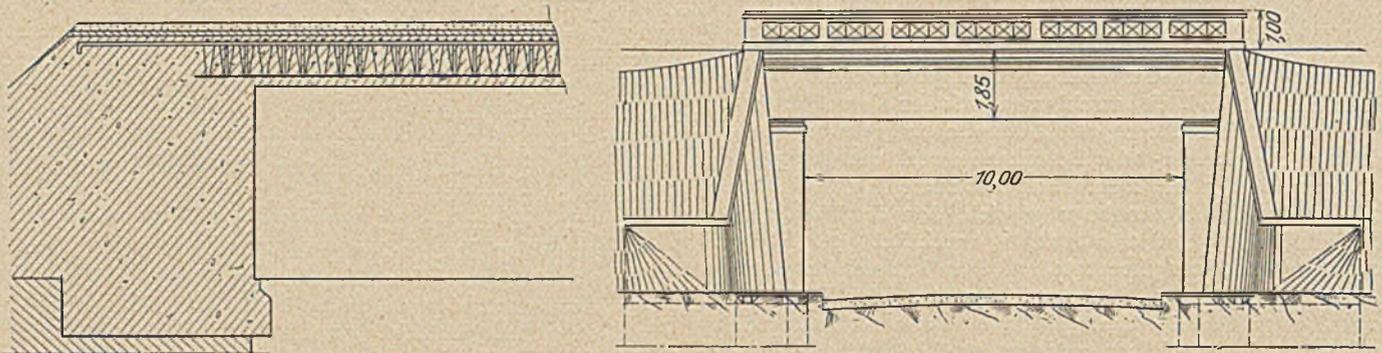
Zurückkommend auf die Balken- und Rahmenbrücken im Zuge von Hauptbahnen, sei darauf hingewiesen, daß in den letzten Jahren verschiedene neue Bauwerke erstanden sind; hauptsächlich auf der Linie von Ancona nach Foggia. In der Nähe von Rom bestehen seit ungefähr 12 Jahren ähnliche Systeme.

Die italienischen Staatsbahnen haben eine Reihe von Normenblättern herausgegeben, von denen zwei umstehend auszugsweise wiedergegeben sind. Blatt 1 stellt das Normenblatt für eine frei aufliegende Balkenbrücke von 10 m Spannweite dar, das zweite Blatt einen Teil einer über mehrere Felder durchlaufenden Konstruktion.

Zu ersterer ist nichts Besonderes zu bemerken. Blatt 2 stellt einen Typ dar, wie er von den italienischen Staatsbahnen für Ausführungen dieser Art durchkonstruiert wurde.

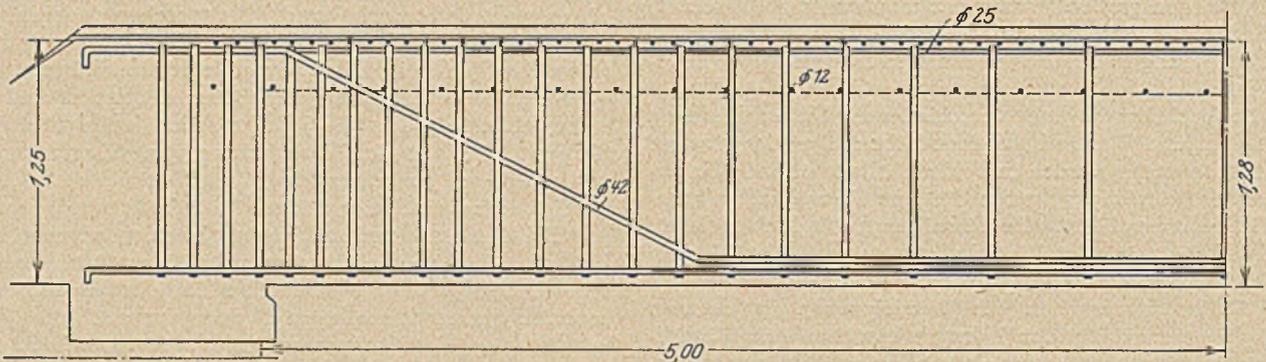
Derartige Brücken bestehen bei der vorgenannten Linie Ancona—Foggia, die längs der adriatischen Meeresküste führt. Die bisher eingleisige Hauptbahnstrecke wird auf zwei

1. Normenblatt der italienischen Staatsbahnen für Eisenbahnbrücken von 10 m Spannweite

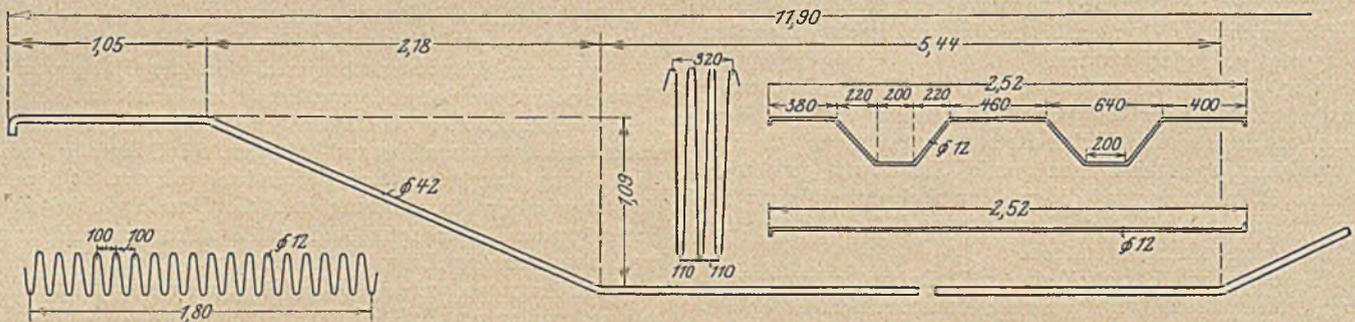


Längsschnitt

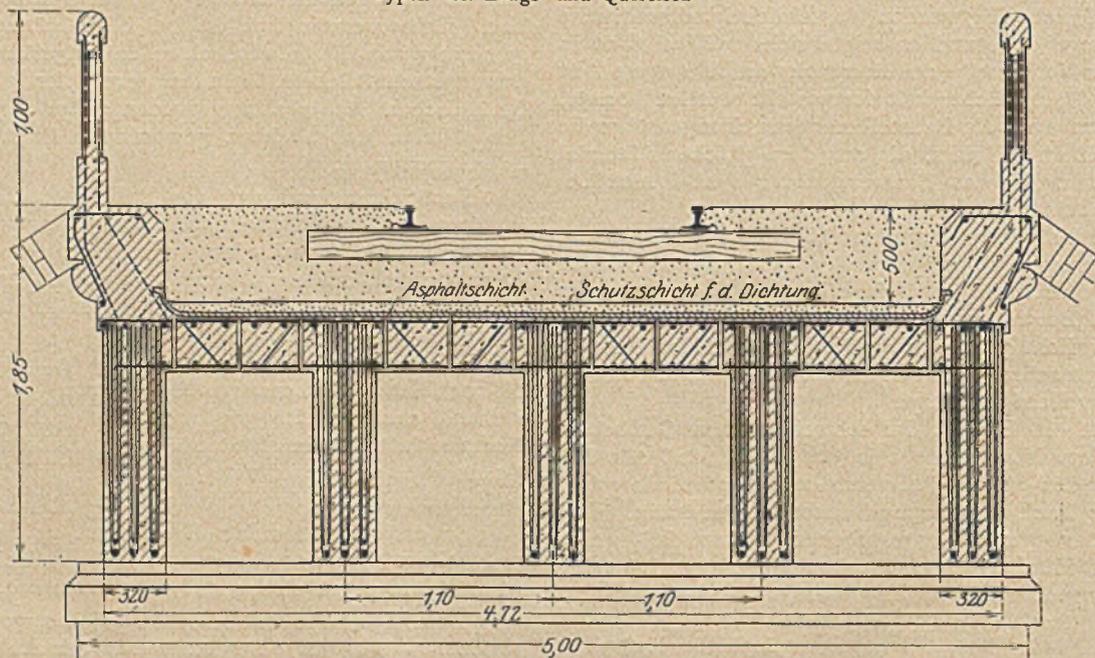
Ansicht (1 : 100)



Längsschnitt durch einen Hauptträger (1 : 20)

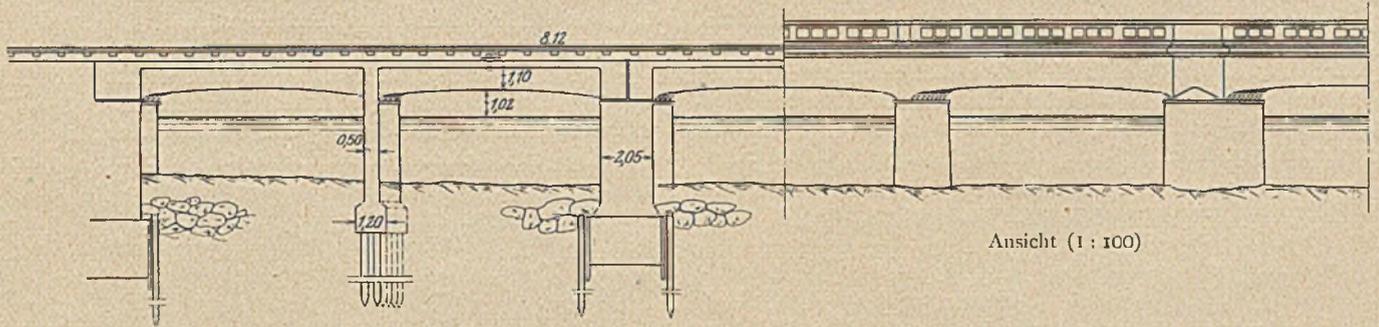


Typen von Längs- und Quereisen



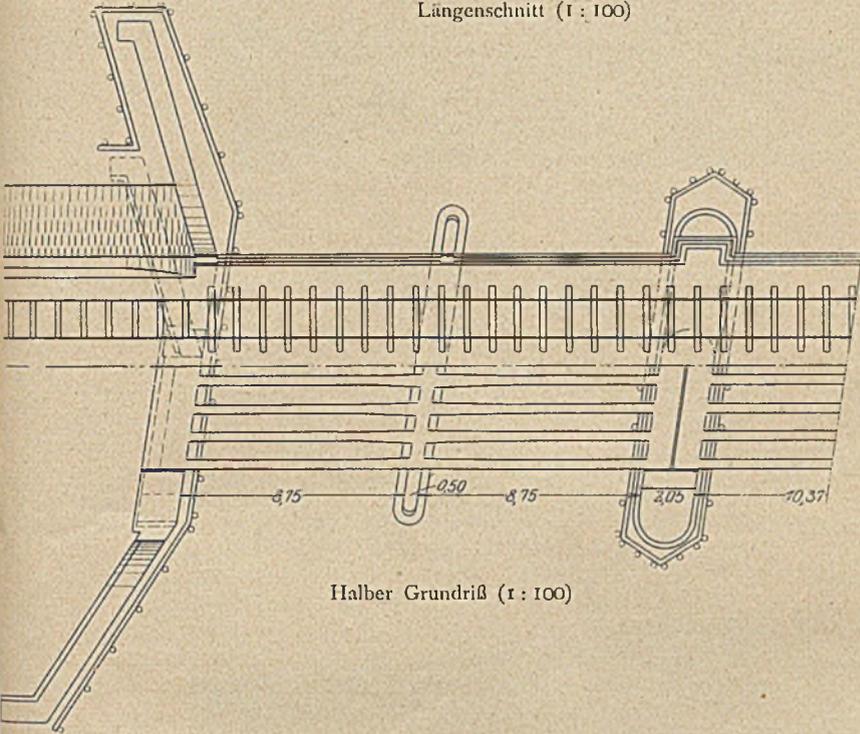
Querschnitt (1 : 20)

2. Normenblatt der italienischen Staatsbahnen für Eisenbahnbrücken über mehrere Felder

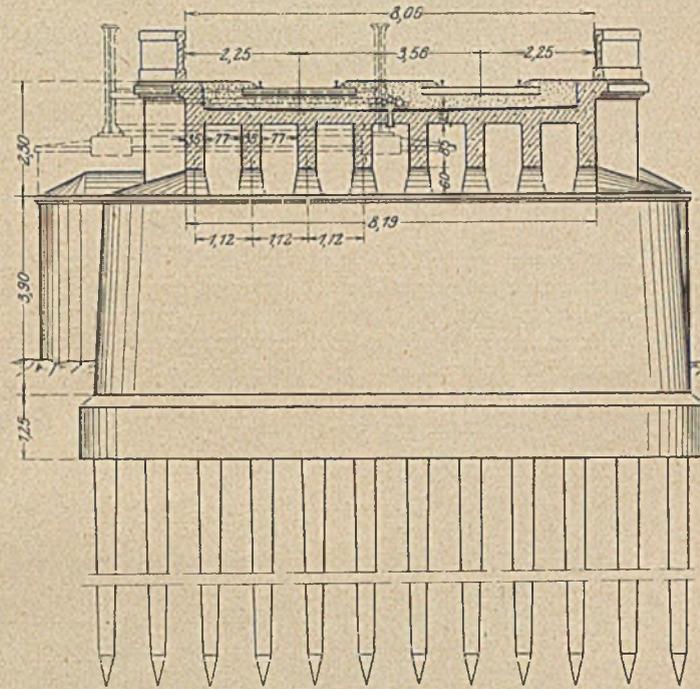


Längenschnitt (1 : 100)

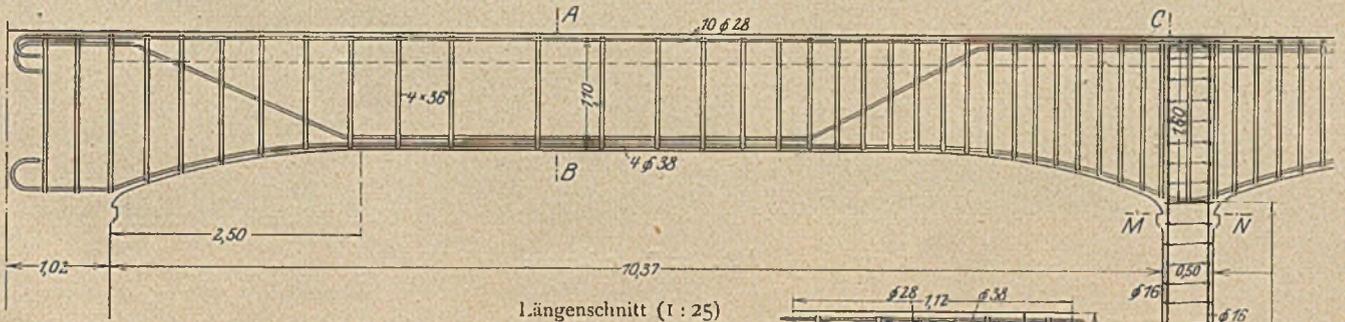
Ansicht (1 : 100)



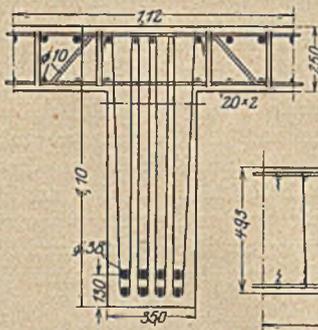
Halber Grundriß (1 : 100)



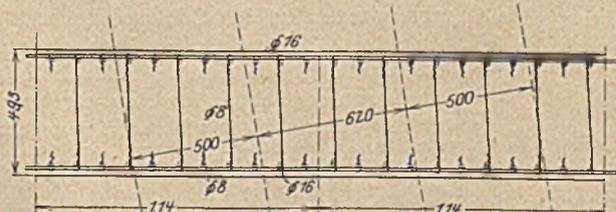
Querschnitt (1 : 50)



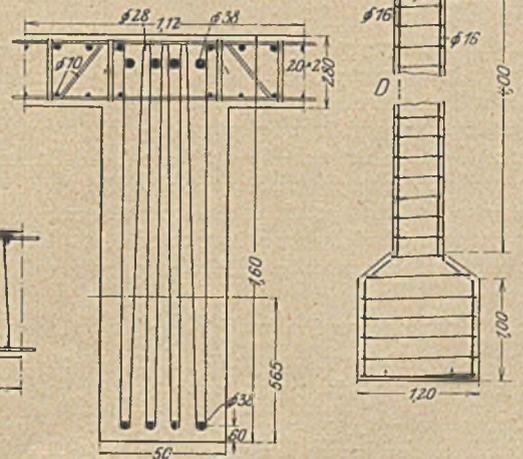
Längenschnitt (1 : 25)



Schnitt A-B



Schnitt M-N



Schnitt C-D

Gleise verbreitert. Die Flüsse, die zu überbrücken sind, haben meist den Charakter von Wildbächen und führen nach starkem Regen beträchtliche Wassermengen. Dabei sind die Flußbette sehr breit und niedrig.

Die bisherigen Brücken waren eiserne Balkenbrücken, Blechträger mit Stützweiten von 22 bis 25 m. Da sie den Ansprüchen des verstärkten Verkehrs nicht mehr gewachsen waren und sich außerdem in sehr schlechtem Zustand befanden, mußten sie durch neue Brücken ersetzt werden, die nunmehr zum größten Teil aus Eisenbeton ausgeführt werden.

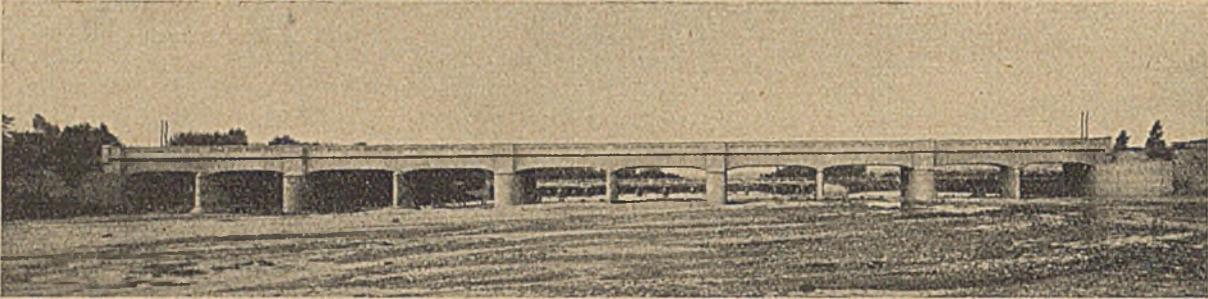


Abb. 7 a: Ponte Tenna.

Die gemauerten Widerlager und Pfeiler der alten Brücken sollten unter teilweiser Verbreiterung wieder verwendet werden. Dazwischen wurden Eisenbetonwände gesetzt, so daß die Spannweite sich auf die Hälfte verringerte. Es entstanden danach Balkenbrücken, die über zwei Felder geführt wurden

Andere Brücken sind z. Z. in Ausführung begriffen. (Ich verdanke diese Mitteilungen dem auch in deutschen Fachkreisen bekannten Ingenieur Escher, dem Konstruktionsingenieur der Società Costruzioni & Fondazioni in Mailand.) Zwei von den genannten Brücken sind in Abb. 7 a und 7 b dargestellt.

Der Entwurf zu diesen Brücken stammt von der Verwaltung der italienischen Staatseisenbahnen. Die Unternehmungen hatten nur die Möglichkeit, Einzelheiten der Eisenverteilung zu ändern. Nach den mir von der italienischen

Staatsbahnverwaltung zur Verfügung gestellten Unterlagen der statischen Berechnung und der konstruktiven Ausbildung ist das System auf Grund der vorher beschriebenen Ausführung statisch und konstruktiv so aufgeteilt, daß die Hauptträger mit den schmalen 50 cm starken Wandpfeilern biegungsfest

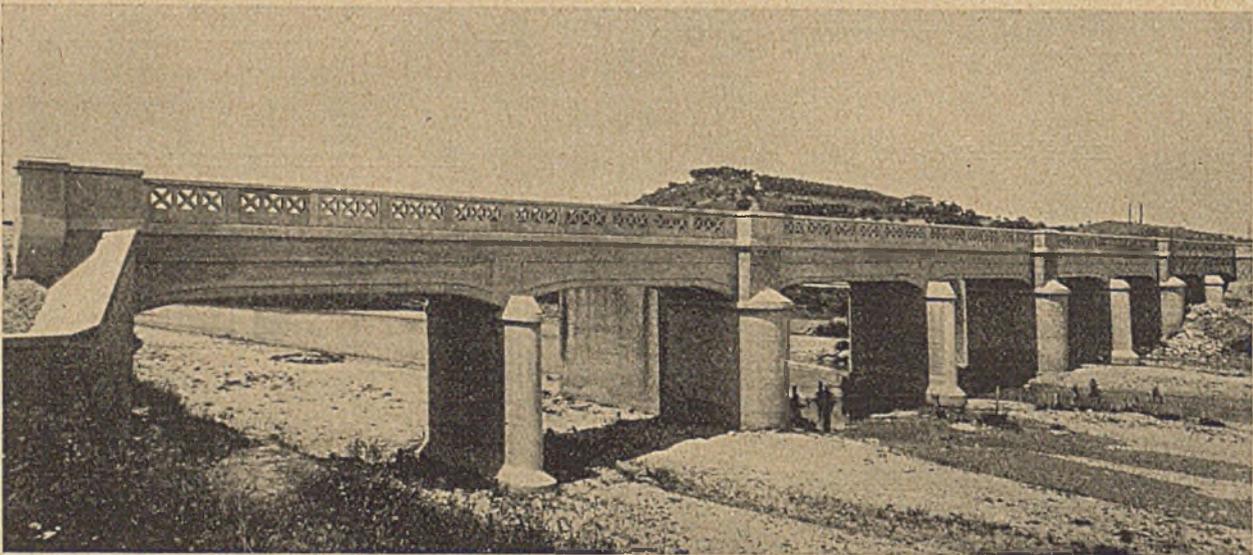


Abb. 7 b: Ponte Musone.

mit einer Einspannung an der Mittelstütze, wie dies in den Abbildungen zu ersehen ist. Die Enden wurden auf die Mauerpfeiler frei aufgelegt. Die Eisenbetonwände wurden mit Hilfe von Eisenbetonpfählen gegründet.

Da der Verkehr auf der Linie während des Baues aufrecht erhalten bleiben mußte, wurde zunächst die eine Hälfte der neuen Brücke an die bestehende angeschlossen, der Betrieb nach Fertigstellung auf die neue Brücke geleitet, die alte Brücke abgebrochen und die zweite Hälfte der neuen Brücke errichtet.

Solche Brücken wurden umgebaut:

- bei Tenna aus 5 Feldern von $18 + 3 \cdot 21,25 + 18$ m,
- „ Chianti aus 7 Feldern von $20,50 + 5 \cdot 24,35 + 20,50$ m,
- „ Potenza aus 3 Feldern von $21,35 + 25,25 + 21,35$ m und
- „ Musone aus 4 Feldern von $21,10 + 21,10 + 25,31 + 21,10$ m.

verbunden und auf den starken Pfeilern frei aufgelagert sind. Es ergibt sich sonach bei der Berechnung ein zweifach statisch unbestimmtes System.

In der Berechnung der Verwaltung wurden die Spannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast, aber nicht die Zusatzspannungen infolge Schwindens und der Temperatureinflüsse ermittelt. Wie unsere Nachrechnung auch ergab, war die Vernachlässigung in diesem Falle berechtigt, da die aus Temperatur und Schwinden sich ergebenden Zusatzmomente den Betrag von 1 bis 2 vH nicht überschritten. Auch aus bloßer Überlegung läßt sich die Berechtigung dieses Berechnungsverfahrens erklären.

Als Belastung wurde aus dem Lastenzug ein Belastungswert als gleichmäßig verteilte Belastung in Rechnung gestellt, der sich aus verschiedenen hierfür aufgestellten Tabellen er-

gibt und dessen Wert sich den Stützweiten jeweils anpaßt. Bei dem Beispiel, wie es in Abb. 7 b dargestellt ist, wurde ein 25prozentiger Zuschlag für Erschütterungen gewählt.

Zu der konstruktiven Ausbildung ist folgendes zu bemerken: Jede Brückenhälfte umfaßt vier Hauptträger, deren Abstand von Mitte zu Mitte 1,12 m beträgt. Die Last wurde auf 3 m Breite verteilt, so daß einzelne Träger nicht vollständig ausgenutzt sind (siehe Normenblätter).

Die Hauptträger sind, wie aus der Zeichnung zu ersehen ist, nicht nur in der Vertikalen, sondern auch in der Horizontalen durch Vouten verstärkt, was wohl in erster Linie darauf zurückzuführen ist, daß eine biegungsfeste Verbindung der Hauptträger mit der Pfeilerwand auf ihrer ganzen Breite, wie es in der Berechnung angenommen wurde, geschaffen werden sollte. Statisch waren diese Vouten nicht erforderlich.

Die Deckenplatte ist 27 bis 28 cm stark, Querträger fehlen vollständig (siehe Normenblätter).

Der Beton wurde sehr fett in einem Mischungsverhältnis von 300 kg Zement auf den Kubikmeter Sand-Kies hergestellt.

Die Nachrechnung, die ich durchführen ließ, wurde unter Zugrundelegung der Belastung durch den 20 t-Zug ausgeführt. Entsprechend den Vorschriften der deutschen Reichsbahnverwaltung vom Jahre 1922 wurde der dem Beispiel entsprechende Stoßzuschlag von 0,47 angenommen. Die Lastverteilung auf die einzelnen Längsträger wurde unter der Annahme gelenkig gelagerter Fahrbahnträger angenommen.

Zum Vergleich ließ ich die Berechnung auch in derselben Weise durchführen, wie dies von der italienischen Staatsbahnverwaltung geschehen ist.

Die Berechnung erfolgte einmal unter der Annahme der Mitwirkung des Betonzugquerschnitts, und das andere Mal wurde dieser vernachlässigt.

Nach den italienischen Vorschriften ergab die Berechnung Druckspannungen im Beton von 35 kg/cm² (bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnittes 41 kg/cm²).

Die größten Zugspannungen im Beton für den ungünstigsten Querschnitt wurden mit $\sigma_{bz} = 24 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt.

Die Eisenspannungen ergaben sich im ersten Falle mit 420 (bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts mit 905 kg/cm²)

Unter der Annahme des gefährdeten Querschnitts, wie er mit Hilfe des Belastungsgleichwerts der italienischen Berechnung gefunden wurde, etwa 4,3 m vom linken Auflager entfernt, wurde die Nachrechnung auf Grund der Belastungsvorschriften der deutschen Reichsbahn durchgeführt und ergab für:

$$\begin{aligned}\sigma_{bd} &= 37 \text{ (44) kg/cm}^2, \\ \sigma_{bz} &= 25,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ und} \\ \sigma_e &= 452 \text{ (975) kg/cm}^2.\end{aligned}$$

(Die Klammerwerte gelten bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts.)

Wir ersehen daraus, daß die Zugspannungen im Beton sich in der Höhe bewegen, wie sie unsere derzeitigen Vorschriften zulassen; die Spannungen im Eisen sind jedoch weit höher, sie erreichen fast die in den italienischen Vorschriften als zulässig angenommene Größe von 1000 kg/cm².

Die nach dem ähnlichen System ausgeführten 12 Jahre alten Brücken auf einer Hauptstrecke bei Rom wiesen bei der Besichtigung in diesem Frühjahr keinerlei Risse auf.

Zusammenfassende Betrachtungen.

Es sei vorausgeschickt, daß es mir im folgenden weniger darum zu tun ist, das an ausländischen Bauwerken Gesehene zu kritisieren, oder die dort gemachten Beobachtungen auf unsere Verhältnisse übertragen zu wollen. Bei Beton- und Eisenbetonbauten ist letzteres schon deshalb nicht zu empfehlen, weil die klimatischen und die örtlichen Verhältnisse sowie die Möglichkeit der Materialbeschaffung für die Beurteilung viel zu sehr in Frage kommen. Wir können aber sehr

wohl Folgerungen aus verschiedenen Beobachtungen und daraus die Nutzenwendungen im positiven wie im negativen Sinne ziehen.

Im Vordergrund des Interesses steht heute die Anwendung des Eisenbetonbaues im Wasserbau und unter Einfluß derjenigen Verhältnisse, wie sie an verschiedenen Eisenbahnbauwerken vorkommen.

Die Frage der Anwendungsmöglichkeit des Eisenbetons bei Eisenbahntragwerken, über die schwere und rollende Lasten gehen, beschäftigt die Fachwelt seit langem; neben schlechten Erfahrungen liegen auch gute vor. Zu den guten Erfahrungen sind diejenigen bei den italienischen Eisenbahnbrücken zu zählen, über die kurz berichtet wurde.

Bei der Ausgestaltung der Reichsbahn sind bekanntlich Änderungen und Verstärkungen von Eisenbahnbrücken notwendig. Es wird dabei auch die Frage zu prüfen sein, wie weit man den Eisenbeton zulassen kann, der auf Grund der bisherigen Vorschriften bis zu einem gewissen Grade ausgeschaltet war. Unsere wirtschaftlichen Verhältnisse verlangen, daß die Frage nicht einseitig beantwortet wird.

Wir müssen daher prüfen, wieweit die Anwendung des Eisenbetons bei Eisenbahnbrücken nach dem heutigen Stand der wissenschaftlichen Arbeit und auf Grund der Erfahrungen möglich ist.

Die Reichsbahnverwaltung hat in den letzten Jahren erkannt, daß wir auf dem bisherigen Wege nicht weiter kommen, und hat dies durch den bekannten Erlaß (s. Bauingenieur 1923, Heft 9) zur Ausdruck gebracht. Die zurzeit noch geltenden Berechnungsvorschriften machen die Anwendung des Eisenbetons wirtschaftlich unmöglich. Dies kommt daher, weil die Vorschrift verlangt, daß das Eisen mit höchstens 750 kg/cm² beansprucht werden darf. Wir sehen an den italienischen Beispielen, daß es Balkenbrücken bei Hauptbahnen gibt, die seit Jahren bestehen, ohne daß Mängel sich bemerkbar gemacht haben. Bei den in der Nähe von Rom auf der Hauptbahnstrecke mit sehr lebhaftem Verkehr liegenden Brücken konnte ich keine Rißbildung feststellen, obgleich die statische Berechnung Zugspannungen im Beton von $\sigma_{bz} = 26 \text{ kg/cm}^2$ und Spannungen im Eisen bis 1000 kg/cm² zuläßt. Es ist daher nicht einzusehen, warum unsere Berechnungsvorschriften für Eisenbahnbrücken in den Eiseneinlagen nicht Spannungen bis zu 1000 kg/cm² zulassen, um so mehr, als die Berechnungen bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts erfolgen.

Wie ich erfahren habe, beabsichtigt man in den neuen Bestimmungen auf den Nachweis der Zugspannungen im Beton zu verzichten.

Dieser Verzicht würde zur Folge haben, daß man noch weniger als bisher auf die Herstellung eines Betons mit hoher Zugfestigkeit achten wird.

Man schaffe recht strenge Bestimmungen für die Materialauswahl, für die Herstellung und Verarbeitung des Betons. Man verlange die Verwendung eines Betons mit möglichst hoher Zugfestigkeit und verzichte bei der Berechnung der Eisenpannungen nicht vollständig auf die Mitwirkung des Betonzugquerschnittes, wenn man verlangt, das Risse bei einem solchen Bauwerk nicht auftreten sollen.

Dann könnte man unbedenklich die Spannungen im Eisen etwa mit 1000 kg/cm² begrenzen und möge sie gleichzeitig von der Spannweite der Konstruktion abhängig machen, wie dies von verschiedenen Seiten vorgeschlagen wurde.

Im Wasserbau ist der Beton- und Eisenbetonbau eine Notwendigkeit geworden, weil man ihn hier wegen der leichten Formgebung und seiner Anpassungsfähigkeit vielfach nicht wie im Eisenbahnbau durch andere Baustoffe ersetzen kann.

Beim Talsperrenbau wird in der ausländischen und auch in unserer Praxis manchmal übersehen, daß man die Erfahrungen an älteren Talsperren weder in der Konstruktion noch bezüglich des Materials bei den neuzeitlichen Bauwerken ohne weiteres verwerten kann. Schon bei der Annahme der Raumgewichte für die statische Berechnung besteht ein Unterschied insofern, als man heute selbst bei Bruchsteinmauerwerk

kaum einen Mörtel von der Zusammensetzung verwenden wird, wie es früher üblich war. Ich glaube nicht, daß man sich heute mit Traß-Kalk-Mörtel allein begnügen wird, wie er bei einigen unserer früher errichteten Talsperren angewendet wurde. Verwendet man aber Zementmörtel oder Traß-Zementmörtel, so darf man nicht übersehen, daß ein weiterer Zusatz von Kalk die schon durch Traß verursachte Verzögerung in der Erhärtung noch verstärken wird. Die Widerstandsfähigkeit gegen Frost wird bei der Verwendung von Traß sowohl als auch von Kalk sicherlich herabgemindert; dabei ist zu beachten, daß auch die Anfangsfestigkeit verringert wird.

Ganz abwegig ist die Übertragung der älteren Erfahrungen auf Talsperrenbauten aus Beton mit und ohne Einlagsblöcken oder gar auf Eisenbetontalsperren. Bei den großen Betonmassen einer Schwergewichtsmauer kommt es auf eine gleichmäßige allmähliche Erhärtung an, die aber bei Hinzukommen von niederen Temperaturen nicht allzu sehr hinausgezögert werden darf. In der heißen Zeit könnte man die von manchen Fachleuten empfohlenen Zusätze von Traß und Kalk in geringen Mengen billigen, wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen würden. Sind aber in der ersten Zeit der Erhärtung niedrigere Temperaturen oder gar Frost zu erwarten, so muß insbesondere bei Anwendung von Traß von einem Kalkzusatz dringend abgeraten werden, weil sonst die Erhärtung in unzulässiger Weise verzögert wird.

Grundlegend für die Güte eines Bauwerks ist die Verarbeitung des Betons, ob er trocken, plastisch oder naß wie bei Gußbeton verwendet wird.

Der erdfeuchte Stampfbeton dürfte bei größeren Massen schon wegen der Fugen und der damit zusammenhängenden geringen Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Kräfte kaum mehr ernstlich in Betracht gezogen werden. Außerdem bieten die Stampffugen keine Gewähr für die Wasserdichtigkeit.

Die plastische Verarbeitung ist überall da möglich, wo nicht bei Anwendung des Gußverfahrens die nasse Verarbeitung erforderlich wird.

Bei dem Gußbetonverfahren ist darauf hinzuweisen, daß ein erheblicher Unterschied in der Zubringung des Betons auf Kabelkranen oder durch Gießrinnen besteht. Im ersten Falle ist der Wasserüberschuß, wie er bei der Zubringung durch lange Rinnen notwendig wird, nicht in dem gleichen Maße erforderlich.

Was das Mischungsverhältnis betrifft, so wurde bei einigen Bauwerken wie bei der Barberinesperre ein außerordentlich zementreicher Beton verwendet. Wir dürfen aber nicht unbeachtet lassen, daß fette Mischungen nicht nur stärker schwinden, sondern auch den Temperatureinwirkungen in erhöhtem Maße ausgesetzt sind. Der große Zementgehalt wird z. T. damit begründet, daß er einen Ersatz bieten soll für die Verringerung der Festigkeit durch den erhöhten Wasserzusatz.

Wenn wir diese Frage untersuchen wollen, so müssen wir in erster Linie darauf hinweisen, daß sowohl die Elastizität und die Festigkeit, als auch die Wasserdichtigkeit von Gußbeton auf anderen Grundlagen ruhen, als bei Stampfbeton.

Bei den Voruntersuchungen für die Barberinesperre, wie sie Oberingenieur Eggenberger in Heft 7 dieses Jahrgangs der Zeitschrift dargelegt hat, wurde als Voraussetzung für einen Beton hoher Festigkeit ein möglichst dichter Beton angenommen. Während man bei Stampfbeton die Möglichkeit hat, die Hohlraumbildung durch das Stampfen zu beeinflussen, trifft dies bei Gußbeton nicht zu. Die Hohlraumbildung kann hier durch die Änderung des Wassergehaltes, durch Verhinderung einer Entmischung im Rinnenlauf und beim Ausbreiten an der Verwendungsstelle beeinflußt werden. Mithin sind die für Stampfbeton gültigen Schlußfolgerungen nur zum Teil auf den Gußbeton anwendbar.

Einen günstigeren Einfluß als ein Zementüberschuß auf Festigkeit und Wasserdichtigkeit von Gußbeton hat die Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials. Nach dieser Richtung sind bei den Schweizer Sperren sehr sorgfältige Vorunter-

suchungen angestellt worden, z. T. wie im Wäggitäl unter besonderer Leitung eines auf dem Gebiete erfahrenen Ingenieurs. Man hat auch mit Erfolg die photographischen Strukturuntersuchungen zur Bestimmung eines möglichst guten Mischungsverhältnisses herangezogen. Aus den hier gemachten Erfahrungen läßt sich folgern, daß die Materialvoruntersuchungen zweckmäßig vor der Bestellung der Sortier- und Mischanlagen durchgeführt werden sollten, damit die Anlagen nicht nachher geändert werden müssen. Ein Zeitverlust kann durch entsprechende Arbeitseinteilung nicht entstehen. Er wird größer, wenn man später gezwungen ist, die Anlagen zu ändern.

Man begnügt sich bei den neueren Talsperren nicht mehr mit der allgemeinen Angabe, daß man grobes und feines Material von allen Korngrößen verwenden soll. Bei der Wäggitälsperre wurden 5, bei der Barberinesperre 3 verschiedene Korngrößengattungen auf Grund der Voruntersuchungen eingeführt. Bei seinen Vorschlägen in dem vorhererwähnten Aufsatz macht Eggenberger bezüglich des Feinsandgehaltes bestimmte Angaben, die durch Untersuchungen in meinem Institut nur zum Teil bestätigt werden.

Die Angabe eines Mindestsandgehaltes zur Erzielung der Gießbarkeit erscheint mir nicht angebracht, weil man den Zement-, Sand- und Wassergehalt bei der Beurteilung der Plastizität nicht voneinander trennen kann. Jeder Mehrgehalt an Sand erfordert eine Vergrößerung des Wasserzusatzes, und jede Zunahme des staubfreien Sandes macht eine Vermehrung des Zementgehaltes erforderlich, wenn ein Beton von der gleichen Güte entstehen soll.

Ich verweise auf die Ergebnisse der systematischen Untersuchungen in meinem Institut, die in den nächsten Wochen unter dem Titel „Über das Wesen des Gußbetons“ von Dr.-Ing. Bethke veröffentlicht werden, und die den Nachweis führen, daß man durch Änderungen in der Kornzusammensetzung die Festigkeit von Gußbeton steigern kann. Die Untersuchungen haben auch gezeigt, daß in der von einem Porensystem durchzogenen Betonkittmasse bei einem Wasserüberschuß insbesondere bei den sandhaltigen Mischungen leicht Wasseradern entstehen, die die Wasserdichtigkeit ungünstig beeinflussen. Es ist daher erforderlich, den für die Gießbarkeit von Beton notwendigen Mindestgehalt an Sand auf das genaueste zu bemessen, da jeder Sandüberschuß einen erhöhten Wasserzusatz und damit auch eine Verschlechterung des Betons herbeiführt.

Ferner haben die Untersuchungen auch gezeigt, daß die Schwindmaße des Gußbetons mit wachsendem Wasserzusatz unter anfänglicher Hinauszögerung des Schwindvorganges zunehmen. Ebenso wie der Zementgehalt ist sonach auch der Sandgehalt von größtem Einfluß, da sandreichere Mischungen stärkeres Schwinden verursachen als sandärmere.

Auch andere Untersuchungen in meinem Institut, die zurzeit im Gange sind, haben gezeigt, daß das Verhältnis von Feinsand zu Grobsand einerseits und zu grobem Zuschlagsmaterial andererseits den Wasserzusatz und damit auch die Festigkeit und Dichtigkeit beeinflußt.

Kommt noch die Forderung eines Betons mit sehr hoher Zugfestigkeit hinzu, so muß dafür gesorgt werden, daß der Sandgehalt, sowohl der unter 0,5 als auch der gröbere bis zu 7 mm Korngröße, einen im gegebenen Falle zu untersuchenden Maximalgehalt nicht überschreiten darf. Denn mit dem größeren Sandgehalt verringert sich bei gleichem Zementgehalt die Zugfestigkeit des Betons. Eine Tatsache, die selbst vielen im Eisenbetonbau tätigen Fachleuten noch immer unbekannt ist. Sonst wäre es nicht zu verstehen, daß man vielfach zur Erzielung einer größeren Zugfestigkeit eine Anreicherung mit Sand empfehlen hört.

Die klimatischen Verhältnisse bei einem Bauwerk aus Beton und im besonderen aus Gußbeton wirken nicht unerheblich auf die Güte des Materials ein. Bei Bauwerken wie bei der Barberine, wo man gezwungen ist, im Spätherbst die Arbeit einzustellen, und sie erst im späten Frühjahr wieder aufnehmen

kann, ist man genötigt, den letzten Teil des Bauwerks in der Schalung zu lassen. Daraus erklärt sich auch das gute Verhalten des Bauwerks gegen Frost. Auf der anderen Seite bewirkt die Verarbeitung des Betons während der heißen Zeit, daß die Temperatureinflüsse die Schwindeinflüsse zum Teil aufheben, besonders wenn man durch eine nasse Herstellung wie bei Gußbeton den Schwindvorgang hinauszögert, und wenn man durch stetes Naßhalten des Bauwerks in der ersten Zeit nach der Herstellung die Schwindmaße verringert.

Überblickt man die bisherigen Beobachtungen bei den großen Wasserbauwerken aus nassem oder gegossenem Beton, so muß man feststellen, daß erfreuliche Fortschritte gegenüber der bisherigen Auffassung von der Konstruktion und Ausführung ähnlicher Bauwerke eingetreten sind.

Ein Fortschritt ist es, daß man sich entschlossen hat, von der Verwendung des erdfuchten Stampfbetons abzusehen, der eine Reihe von Fehler- und Gefahrquellen in sich schließt. Einen weiteren Fortschritt gegenüber früheren Methoden bedeutet, daß man sich entschlossen hat, von besonderen Dichtungen aus Mauerwerk und von besonderen Schutzschichten abzugehen, weil diese mit dem eigentlichen Bauwerk im Laufe der Zeit kaum mehr zusammenwirken.

Ferner ist es als ein sehr großer Fortschritt zu bezeichnen, daß man jetzt der Vorbereitung des Materials, dessen Untersuchung vor und während des Baues größeren Wert beilegt, als dies bisher der Fall gewesen ist.

Bei jedem neuen Bauwerk von der Art oder ähnlich wie die besprochenen wird in Zukunft die Forderung erhoben werden müssen, daß Voruntersuchungen über die günstigste Zusammensetzung der Einzelbestandteile, des günstigsten Wasserzusatzes mit Hilfe von besonderen Konsistenzprüfungen durchgeführt werden müssen. Während des ganzen Baues müßten laufende Untersuchungen zur Nachprüfung den örtlichen Verhältnissen entsprechend erfolgen.

Es ist zu beachten, daß keine allgemein gültigen Gesetze über die Kornzusammensetzung der Materialien aufgestellt werden können, weil diese bei jedem Bauwerk von den örtlichen Verhältnissen auf Grund der besonderen Bedingungen abhängig zu machen sind.

Eine weitere Forderung ist die sorgfältige Nachbehandlung des Bauwerks in der ersten Zeit nach der Herstellung, von der das Verhalten gegen Temperatur- und Schwindeinflüsse abhängig ist, und durch die es möglich wird, die Rißbildung und die Wasserdichtigkeit im günstigsten Sinne zu beeinflussen.

Man hat bisher der Materialkenntnis viel zu wenig Sorgfalt gewidmet, die bei Beton- und Eisenbetonbauten von der Konstruktion und der statischen Berechnung nicht zu trennen sind. Eine gründliche Beherrschung der Eigenschaften des Materials und der Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung durch alle Beteiligten — von dem Konstrukteur bis zum Polier — wird die sicherste Gewähr für die Vermeidung unangenehmer Erfahrungen sein.

ÜBER DIE GENAUIGKEIT LUFTPHOTOGRAMMETRISCH BESTIMMTER PUNKTE.

Von Dr. Adolf Schlötzer, Privatdozent an der Techn. Hochschule München.

Mit 1 Tafel.

Zur Bestimmung der Lage und Höhe eines Geländepunktes auf Grund von Flugzeugaufnahmen sind mindestens zwei Aufnahmen nötig, auf welchen dieser Punkt enthalten ist. Die räumliche Lage und Orientierung jeder Aufnahmeplatte ist durch Lösung des räumlichen Rückwärtsschnittes zu bestimmen. Hierzu ist erforderlich, daß mindestens 3 Geländepunkte in jeder Ausgangsplatte einwandfrei erkannt und ausgemessen werden können und daß die Koordinaten und Höhen dieser Punkte bekannt sind. Die auf den Platten abgebildeten Festpunkte werden bisweilen nicht mit der erforderlichen Schärfe erhalten, weil die Aufnahmen nicht ganz scharf sind, oder weil sich die Punkte von ihrer Umgebung nicht genügend gut abheben. Dies bedingt von vornherein eine Unsicherheit in den Ergebnissen der Ausmessung der Platte. Sind mehr wie drei Ausgangspunkte in einer Aufnahme vorhanden, so kann durch Ausgleichung der Beobachtungsfehler nach der Methode der kleinsten Quadrate eine Genauigkeitssteigerung der Resultate des räumlichen Rückwärtsschnittes bewirkt werden. Es empfiehlt sich daher, für jede Platte womöglich 4 oder 5 Ausgangspunkte zu verwenden, wodurch auch Fehler in der Ausmessung, in der Rechnung und Punktidentifikation leicht entdeckt werden können. Hat man für zwei Aufnahmen die definitive Neigung und Kantung festgestellt, die Koordinaten des Projektionspunktes N des Kameraobjektives im Moment der Aufnahme, die Flughöhen und den Direktionswinkel φ_0 der optischen Achse gefunden, so stehen der Bestimmung von Neupunkten durch Vorwärtsschnitte keine Schwierigkeiten mehr entgegen, wenn dieselben in beiden Platten einwandfrei identifiziert werden können.

In Abb. 1 seien N_1 und N_2 die Projektionspunkte der Kameraobjektive, deren Koordinaten ξ_1, η_1 und ξ_2, η_2 im Landessystem berechnet wurden. Ferner sei φ_0 der Direktionswinkel der optischen Achse auf Station N_1 und φ_0 derselbe auf der Station N_2 . Die horizontalen Richtungen α_1 bzw. α_2 des Strahles nach dem Neupunkt P gegen die optische Achse O_1 bzw. O_2 werden durch Ausmessen der Bilder ermittelt. Damit ergeben sich die orientierten Richtungen auf beiden

Stationen nach dem Neupunkt und durch Lösung des ebenen Vorwärtsschnittes die Koordinaten des Punktes P im Landessystem. Die Höhe desselben berechnet sich mit den Horizontalentfernungen N_1P und N_2P also doppelt, was zur Kontrolle dient. Als definitive Punkthöhe wird der Mittelwert eingeführt. Ist ein Neupunkt in mehr als zwei Ausgangsplatten enthalten, und ist die räumliche Lage und Orientierung jeder derselben bekannt, so gibt jede Platte einen Bestimmungsstrahl im Grundriß und im Aufriß, die sich jedoch im allgemeinen nicht in einem Punkte schneiden werden. Man kann zur Ermittlung der definitiven Punktlage zunächst eine Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate für den Grundriß vornehmen und mit den endgültigen horizontalen Entfernungen die zugehörigen Höhenunterschiede berechnen. Der wahrscheinlichste Wert der Höhen-

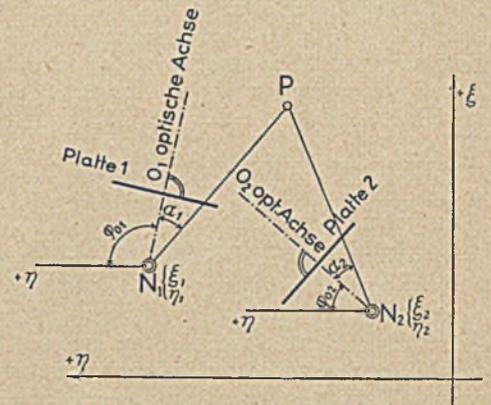


Abb. 1.

quote des Neupunktes wird als arithmetisches Mittel aus den einzelnen Bestimmungen erhalten. Was die Genauigkeit betrifft, mit der luftphotogrammetrisch die räumliche Lage und Orientierung der Ausgangsplatten sowie die räumlichen Koordinaten von Neupunkten festzulegen sind, so wurden einige diesbezügliche Untersuchungen vorgenommen.

1. Versuche von Dr. Fischer.

Auf S. 51 seines Buches: Über die Berechnung des räumlichen Rückwärtseinschnittes bei Aufnahmen aus Luftfahrzeugen, Jena 1921, verwendet Dr. Fischer zur Ermittlung

der Fehler der Standortsbestimmung 4 Punkte, die auf Anhöhen bei Jena liegen und von denen aus photographische Aufnahmen mit freihängender Kamera gegen die Stadt hin gemacht wurden. Die Brennweite der hierzu verwendeten Aufnahmekamera war $F = 166,48$ mm. Die 4 Standorte sowie etwa 20 Punkte in Jena (Kirchturmknöpfe, Schornsteine, Dachspitzen) wurden vorher nach Lage und Höhe durch direkte Winkelmessung festgelegt, wobei sich Punktunsicherheiten von nur wenigen cm ergaben, so daß sie praktisch als fehlerfrei zu betrachten sind. Die Berechnung und Ausgleichung der photogrammetrischen Standorte führte Dr. Fischer nach der in seinem Buche gegebenen Methode durch. Es ergaben sich hierbei aus der inneren Übereinstimmung die Koordinatenunsicherheiten der Projektionspunkte N sowie die mittleren Fehler der Objektivhöhen. Aus den Differenzen der photogrammetrisch bestimmten Koordinaten und Objektivhöhen gegen die durch terrestrische Vermessung gefundenen Werte lassen sich gleichfalls die mittleren Fehler ermitteln. Die ersten geben also über die innere Genauigkeit, die letzteren über die absolute Genauigkeit Aufschluß. Stellt man beide Resultate einander gegenüber, so ergibt sich folgende Tabelle:

Tabelle 1.

Standpunkt	Mittlere Fehler aus Differenzen gegen die terrestrisch gefundenen Werte			Mittlere Fehler aus der inneren Übereinstimmung		
	M_x	M_y	M_z	m_x	m_y	m_z
Landgraf	$\pm 0,10$	$\pm 0,24$	$\pm 0,10$	$\pm 0,23$	$\pm 0,12$	$\pm 0,37$
Kernberg (Pflock)	$\pm 0,80$	$\pm 0,72$	$\pm 0,53$	$\pm 0,18$	$\pm 0,26$	$\pm 0,37$
Forstturm	$\pm 0,36$	$\pm 1,17$	$\pm 0,78$	$\pm 0,36$	$\pm 0,77$	$\pm 1,20$
Jenzig (Stein)	$\pm 1,12$	$\pm 1,66$	$\pm 1,04$	$\pm 1,69$	$\pm 1,27$	$\pm 0,87$
Durchschnittswerte	$\pm 0,59$	$\pm 0,95$	$\pm 0,61$	$\pm 0,62$	$\pm 0,60$	$\pm 0,70$

Aus Tabelle 1 läßt sich ersehen, daß die unter M_x und m_x bzw. M_y und m_y bzw. M_z und m_z angeführten Zahlenwerte von derselben Größenordnung sind. Betrachtet man die Durchschnittswerte, so tritt eine Übereinstimmung noch deutlicher hervor, sodaß man sagen kann, daß die aus der Ausgleichung der Plattenstandorte errechnete innere Genauigkeit der Bestimmung genügend Aufschluß über die absolute Genauigkeit der Bestimmung ergibt.

Aus 13 Bestimmungen erhält Dr. Fischer im Mittel ferner die Unsicherheit der Nadirdistanz der optischen Achse zu $m_n = \pm 1,25'$
 die Unsicherheit einer horizontalen Richtung $m_\alpha = \pm 41''$
 die Unsicherheit der Verkantung $m_k = \pm 3' \cdot 7$.

Außer den 4 Standorten wurden noch 3 Neupunkte durch Vorwärtseinschneiden bestimmt, wobei zur Berechnung die schlechtesten Bestimmungen der Standorte Kernberg, Forstturm, Landgraf und Jenzig benutzt worden sind. Jeder der 3 Neupunkte wurde von den 4 Standorten aus angeschnitten und jedesmal die Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate durchgeführt. Die Entfernung der Neupunkte von den Ausgangspunkten schwankt zwischen 821 und 3053 m, die durchschnittliche Entfernung ist 1950 m.

Außerdem erfolgte auch die Berechnung und Ausgleichung der 3 Neupunkte auf Grund von terrestrischen Vermessungen, wobei sich als Koordinatenunsicherheiten der Neupunkte nur wenige cm ergaben. Durch Gegenüberstellung der photogrammetrisch und der geodätisch bestimmten Koordinaten und Höhen der Neupunkte lassen sich die folgenden Differenzen berechnen.

Tabelle 2.

Punkte	Differenzen		
	Δ_x	Δ_y	Δ_z
4	- 0,01	- 0,39	- 0,39
5	+ 0,20	- 0,36	- 1,01
6	+ 0,05	- 0,44	- 0,50
Mittlere Fehler	$\pm 0,12$	$\pm 0,40$	$\pm 0,69$

Dabei fällt auf, daß die in Tabelle 2 angegebenen mittleren Fehler der Neupunkte viel kleiner sind als die in Tabelle 1 angeführten Durchschnittswerte der mittleren Fehler der Standortsbestimmung. Die letzteren sind durchschnittlich 2,8 mal so groß als die Fehler der Neupunkte. Dr. Fischer sagt hierzu und macht es durch eine Figur plausibel, daß beim Vorwärtsschnitt die Fehler der Standortsbestimmung nicht mit dem vollen Betrag auf die Neupunkte übergehen.

Bei den Fischerschen Untersuchungen ist jedoch einzuwenden, daß keine Flugzeugaufnahmen verwendet worden sind. Es wäre immerhin denkbar, daß bei Aufnahmen mit aufgehängter Kamera eine größere Schärfe der Platten erzielt worden wäre als bei Momentaufnahmen aus bewegten Flugzeugen.

2. Versuche von Hugershoff und Cranz.

Weitere Genauigkeitsuntersuchungen über Flugzeugaufnahmen sind angegeben in dem Buche: Grundlagen der Photogrammetrie aus Luftfahrzeugen von Dr.-Ing. R. Hugershoff und Dr.-Ing. H. Cranz, Stuttgart 1919. Der Rechengang zur Lösung des räumlichen Rückwärtsschnittes ist hier ein anderer als bei Dr. Fischer. Zur Berechnung der räumlichen Lage des Projektionszentrums verwendet Hugershoff Positionswinkel, also jene Winkel, unter welchen vom räumlichen Standort O aus die terrestrisch gegebenen Abstände der trigonometrischen Ausgangspunkte erscheinen. Diese Positionswinkel sind in der photographischen Aufnahme festgelegt und können entweder durch unmittelbare Abmessung mit dem Bildmeßtheodolit oder durch Rechnung aus den Bildkoordinaten gefunden werden. Aus den Positionswinkeln werden dann die Standortskordinaten abgeleitet; die Auflösung der sich ergebenden Gleichungen ist aber sehr mühsam. Deshalb bringt man besser an den zunächst meist graphisch bestimmten Näherungskordinaten differentielle Verbesserungen an, die sich durch Aufstellen und Auflösen von 3 Gleichungen mit 3 Unbekannten ergeben. Zur Ermittlung der Näherungswerte der Koordinaten und der Höhenquote des Projektionszentrums O verwenden Hugershoff-Cranz die genäherten Horizontal- und Vertikalwinkel nach den Festpunkten, die entweder mit Hilfe eines Isoplethendiagramms oder mit dem Bildmeßtheodolit erhalten werden. Aus den Horizontalwinkeln wird dann graphisch oder durch Lösung des ebenen Rückwärtsschnittes die genäherte Lage des Projektionspunktes N bestimmt, und mit den horizontalen Seiten und Höhenwinkeln die Flughöhe mehrfach ermittelt. Die so erhaltenen Werte werden mit den gemessenen und innerhalb der Meßgenauigkeit streng richtigen Positionswinkeln verbessert. Hierzu ist auch noch die Berechnung der Grundkanten der Festpunktspyramide nötig. Neigung und Kantung der Platte und die Richtung der optischen Achse sind noch gesondert zu berechnen. Zur Untersuchung der Genauigkeit einer in bezug auf 3 Ausgangspunkten festgelegten Platte wendet Prof. Hugershoff verschiedene Methoden an. Zunächst macht er von einem erhöhten terrestrischen Standpunkte aus Aufnahmen aus freier Hand. Seine Heydesche Fliegerkamera besitzt ein Zeißsches Objektiv mit ca 165 mm Brennweite. Die Platten waren Spiegelglas vom Format 13/18. Der Aufnahmestandort und die Ausgangspunkte wurden trigonometrisch bestimmt. Als Genauigkeit einer mit 3 Ausgangspunkten (also ohne Überbestimmung) abgeleiteten Platte ergab sich aus 18 Standortbestimmungen

aus den Differenzen gegen die trigonometrisch gefundenen Sollbeträge der durchschnittliche mittlere Fehler der räumlichen Koordinaten des Projektionszentrums mit Einschluß der konstanten Fehler:

$$m_x = \pm 0,93 \text{ m}; \quad m_y = \pm 0,68 \text{ m}; \quad m_z = \pm 0,92 \text{ m} \dots (1)$$

Hierbei könnte aber ebenso wie bei den Fischerschen Versuchen der Einwand erhoben werden, daß Aufnahmen aus freier Hand schärfer als Flugzeugaufnahmen wären. Hugershoff und Cranz führen aber auch eingehende Genauigkeitsuntersuchungen von Flugzeugaufnahmen durch.

Sind im Gelände mehr wie drei Ausgangspunkte der Lage und Höhe nach gegeben und werden zwischen den Bildpunkten mehr als drei Positionswinkel beobachtet, so kann nach der im Hugershoffschen Buch S. 84 entwickelten Art eine Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate durchgeführt werden. Für die dort in Tafel VI verkleinert gegebene Flugzeugaufnahme sind 7 Ausgangspunkte im Gelände vorhanden und 21 Positionswinkel mit dem Heydeschen Bildmeßtheodolit je 4 mal gemessen worden. Damit ergeben sich 21 Fehlergleichungen und aus den zugehörigen Normalgleichungen die wahrscheinlichsten Verbesserungen der angenommenen Näherungswerte, sowie die mittleren Fehler:

$$m_x = \pm 1,25 \text{ m}; \quad m_y = \pm 0,61 \text{ m}; \quad m_z = \pm 1,34 \text{ m} \dots (2)$$

Dazu schreibt Hugershoff: Derartige günstige Ergebnisse haben zur Voraussetzung, daß die Koordinaten der Ausgangspunkte trigonometrisch festgelegt sind und daß die Originalnegative mit voller Schärfe ausgemessen werden können. Er führt dann noch die Ausgleichung unter Berücksichtigung der Fest- und Bildpunktsfehler durch, wodurch aber die Koordinaten und Koordinatenfehler nur sehr wenig geändert werden. Auch die Berücksichtigung der Positionswinkelfehler durch Einführung von passenden Gewichten ändert an den angeführten Unsicherheiten so gut wie nichts.

Hugershoff-Cranz untersuchten nun nochmals, wie groß die Unsicherheit des ohne Überbestimmung gelösten räumlichen Rückwärtsschnittes ist, und wählten dazu von den 7 Festpunkten und 21 Positionswinkeln 7 Punkttupel aus, die jedesmal die zugehörigen Standortskordinaten liefern. Aus den Differenzen gegen die aus allen 21 Positionswinkeln ausgeglichenen Koordinaten wurden die mittleren Koordinatenfehler für einfaches räumliches Rückwärtseinschneiden berechnet zu

$$m_x = \pm 2,1 \text{ m}; \quad m_y = \pm 1,4 \text{ m}; \quad m_z = \pm 3,2 \text{ m} \dots (3)$$

Diese Werte sind im Mittel etwa 2,5 mal so groß als die vorher unter (1) gegebenen Fehler. Dazu sagt Hugershoff, daß wenigstens ein Teil der unter (3) angegebenen Fehlerwerte sich in Unsicherheiten der Ausgangskordinaten begründet. Außerdem wurde zu der Aufnahme eine gewöhnliche Glasplatte verwendet, während für die unter (1) gefundenen Werte Spiegelglas genommen worden war. Schließlich werden durch die rasche Bewegung des Flugzeuges Unschärfen in der Aufnahme entstanden sein, die bei der Aufnahme aus freier Hand nur in geringerem Maße vorhanden sind.

Auch über die Unsicherheit von luftphotogrammetrisch bestimmten Neupunkten stellt Hugershoff umfangreiche Untersuchungen an. Es wurden die Koordinaten von 40 Geländepunkten durch Rechnung und Ausgleichung der räumlichen Vorwärtsschnitte gefunden, wobei die Horizontal- und Vertikalwinkel mit dem Bildmeßtheodolit ermittelt worden sind. Jeder Punkt ist in 3 Ausgangsplatten vorhanden, die ohne Überbestimmung berechnet wurden. Damit ergaben sich für jeden Neupunkt 6 Fehlergleichungen, aus denen in üblicher Weise die wahrscheinlichsten Koordinatenwerte und die mittleren Koordinatenfehler bestimmt wurden. Im Durchschnitt ergaben sich die folgenden Fehler:

$$m_x = \pm 0,7 \text{ m}; \quad m_y = \pm 1,3 \text{ m}; \quad m_z = \pm 1,0 \text{ m} \dots (4)$$

Diese Werte entsprechen also der aus den Strahlenschnitten berechneten inneren Genauigkeit und sind gegen die unter

(2 und (3 angeführten Standortfehler sehr klein. Es ist bemerkenswert, daß Hugershoff aus den ohne Überbestimmung berechneten Platten eine so hohe Genauigkeit der Neupunkte erhält. Er schreibt hierzu auf S. 105 seines Buches, daß sich die Unsicherheit in der Lage der Standorte nur zu einem sehr geringen Teil auf die Lage der abgeleiteten Geländepunkte überträgt. Für die Ausgangspunkte müssen die zugeordneten Strahlen die richtigen Schnittpunkte ergeben, und für die übrigen Punkte wird dies um so genauer gelten, je näher sie den Ausgangspunkten liegen. Nimmt man zum Vergleich die Genauigkeitsangaben unter (3, so zeigt sich, daß die Standortfehler im Mittel 2,4 mal so groß sind als die Fehler der Neupunkte.

3. Versuche des Konsortiums Luftbild-Stereographik.

Eingehende und amtlich begutachtete Versuche zur Bestimmung der Genauigkeit luftphotogrammetrisch festgelegter Punkte hat das Konsortium Luftbild-Stereographik, München im Jahre 1921 vorgenommen. Die ganze Versuchsanordnung war von dem technischen Leiter des Konsortiums, Herrn Dr. Gürtler, im Einvernehmen mit dem Bayr. Landesvermessungsamt getroffen worden. Die photographischen Flugzeugaufnahmen wurden vom Flugzeugbeobachter Herrn Hauptmann Ungewitter in musterhafter Weise durchgeführt. Die Rechenarbeiten leitete der Verfasser; Herr Dr. Fischer, Biberach, war ebenfalls einige Zeit daran beteiligt. Die photographischen Aufnahmen wurden mit der Zeißschen Fliegerkamera F. K. Mess 15 376 gemacht, die Zentralverschluß und ein Zeißsches Tessar mit Brennweite 181,50 mm besitzt. Zur Ausmessung der Platten wurden zwei Zeißsche Bildmeßtheodolite verwendet. Auf Vorschlag des Bayr. Landesvermessungsamtes erfolgten die Flugzeugaufnahmen in der Ortsflur Gengham. Dieses Gebiet war kurz vorher auf das genaueste trianguliert, polygonisiert und nivelliert worden, so daß im Gelände eine große Anzahl trigonometrisch genau bestimmter Punkte vorhanden war. Wie die in Anlage gegebene Übersichtskarte zeigt, sind es insgesamt 154 Polygonpunkte und 11 Dreieckspunkte. Von 56 Polygonpunkten war auch die Höhenquote durch Nivellement bestimmt worden. Um die Genauigkeitsuntersuchung vollständig objektiv durchzuführen, waren mir die Koordinaten und Höhen der Polygonpunkte nicht bekanntgegeben worden. Es standen zur Orientierung der Platten nur die räumlichen Koordinaten der nachstehenden trigonometrischen Punkte zur Verfügung.

Tabelle 3.

Punkt	x	y	z
Trentsmoos 2	- 13 822,28	- 80 972,1	549,971
Palling 2a	- 14 929,17	- 81 645,93	566,738
„ 6	- 15 601,85	- 80 502,63	548,826
„ 8	- 14 942,21	- 81 119,7 ⁸	562,009
„ 9	- 15 982,53	- 80 970,5 ⁶	550,743
„ 11	- 13 989,00	- 80 369,0 ⁰	539,263
„ 12	- 14 788,49	- 80 449,87	538,358
„ 13	- 14 029,96	- 81 494,84	547,853
„ 14	- 15 669,03	- 81 894,19	568,495
„ 16	- 15 982,01	- 81 455,63	570,702
Gengham Turm	- 14 901,02	- 81 131,80	-

Um diese Punkte für die photographischen Aufnahmen gut sichtbar zu machen, wurden sie im Gelände durch horizontal ausgelegte weiße Papierkreuze, deren Arme 2 m lang und 0,5 m breit waren, besonders signalisiert. Diese Kreuze sind in den Bildern gut sichtbar; nur wenn sie teilweise auf den Straßen liegen, heben sie sich von der ebenfalls weiß erscheinenden Straße nicht genügend ab. Die Aufnahmen waren so angeordnet, daß je eine derselben das Gelände von Ost, West, Süd und Nord faßt. Die Richtung der optischen Achse ist jeweils in der Übersichtsskizze eingezeichnet, die Pfeil-

spitze deutet den Punkt an, wo die optische Achse auf das Gelände trifft. Die Berechnung der räumlichen Rückwärtschnitte erfolgte nach der Dr. Fischerschen Methode. Es ergaben sich hierbei für die vier Ausgangsplatten die in Tabelle 4 angeführten Resultate:

den Vertikal-aufnahmen und den Schrägaufnahmen mit der relativen Flughöhe 500 m noch erkennbar. In der Übersichtsskizze sind die ausgewerteten Punkte durch Kreise bezeichnet, während jene 32 Punkte, die nicht bestimmt werden konnten, durch Kreuze gekennzeichnet sind. Es zeigt

Tabelle 4.

Platte	Ausgangspunkt	x	y	H	n	k	φ_0
G 8	2, 9, 11, 13, 14	- 12 146,79	- 81 157,61	2047,37	62° 43' 00"	+ 0° 06' 12"	271° 53' 16"
G 9	2a, 6, 12, 13, 14	- 15 140,25	- 78 859,32	2035,03	57° 33' 24"	- 0° 46' 00"	176° 18' 47"
G 10	2, 6, 9, 13, 14	- 17 465,96	- 81 107,50	1753,46	59° 46' 48"	+ 1° 44' 18"	92° 44' 14"
G 11	2a, 9, 11, 13, 14	- 15 028,31	- 83 555,86	1758,28	60° 34' 24"	- 1° 12' 12"	0° 39' 42"

Hierbei ist mit n die Nadirdistanz der optischen Achse der Kamera, mit k die Verkantung und mit φ_0 der Direktionswinkel der Horizontalprojektion der optischen Achse bezeichnet.

Die Unsicherheiten in der Lage und Höhe der Platten sind:

Tabelle 5.

Platte	m_x	m_y	m_h
G 8	$\pm 0,39$	$\pm 0,30$	$\pm 0,12$
G 9	$\pm 0,80$	$\pm 1,00$	$\pm 0,36$
G 10	$\pm 0,37$	$\pm 0,30$	$\pm 0,08$
G 11	$\pm 1,59$	$\pm 1,01$	$\pm 0,16$
Durchschnitt	$\pm 0,79$ m	$\pm 0,65$ m	$\pm 0,18$ m

Mit Hilfe dieser vier Ausgangsplatten konnten von den 154 vorhandenen Polygonpunkten 122 bestimmt werden. Alle diese Punkte sind im Gelände durch Papierfelder besonders signalisiert worden. Diese Papierfelder waren quadratisch von der Größe 60/60 cm, im Schwerpunkt des Quadrates war der Polygonpunkt. Außerdem wurden auch Grenzsteine mit zwei Papierfeldern 60/60 cm so ausgelegt, daß die beiden Quadrate eine Ecke gemeinschaftlich hatten und die Seiten zueinander parallel waren. Schließlich wurden zum Versuch noch eine Anzahl Grenzsteine gekalkt. Die letzteren sind in

Tabelle 6.

1. Höhenfehler bei den Bestimmungen aus 3 Strahlen.

Punkt	m_x	m_y	m_z	Punkt	m_x	m_y	m_z
22	$\pm 0,12$	$\pm 0,09$	$\pm 0,38$	79	$\pm 0,27$	$\pm 0,24$	$\pm 0,15$
27	$\pm 0,47$	$\pm 0,44$	$\pm 0,30$	83	$\pm 0,15$	$\pm 0,26$	$\pm 0,33$
30	$\pm 0,16$	$\pm 0,14$	$\pm 0,23$	87	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,38$
31	$\pm 0,20$	$\pm 0,20$	$\pm 0,26$	92	$\pm 0,36$	$\pm 0,35$	$\pm 0,20$
32	$\pm 0,10$	$\pm 0,11$	$\pm 0,26$	108	$\pm 0,46$	$\pm 0,83$	$\pm 0,23$
33	$\pm 0,27$	$\pm 0,30$	$\pm 0,35$	112	$\pm 0,49$	$\pm 0,84$	$\pm 0,19$
35	$\pm 0,06$	$\pm 0,05$	$\pm 0,15$	117	$\pm 0,25$	$\pm 0,17$	$\pm 0,10$
36	$\pm 0,01$	$\pm 0,01$	$\pm 0,30$	119	$\pm 0,24$	$\pm 0,20$	$\pm 0,34$
37	$\pm 0,30$	$\pm 0,40$	$\pm 0,12$	127	$\pm 0,34$	$\pm 0,41$	$\pm 0,32$
38	$\pm 0,86$	$\pm 0,54$	$\pm 0,24$	158	$\pm 0,11$	$\pm 0,08$	$\pm 0,27$
40	$\pm 0,12$	$\pm 0,17$	$\pm 0,22$	159	$\pm 0,46$	$\pm 0,39$	$\pm 0,33$
41	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,11$	161	$\pm 0,12$	$\pm 0,12$	$\pm 0,18$
50	$\pm 0,42$	$\pm 0,40$	$\pm 0,27$	164	$\pm 0,37$	$\pm 0,68$	$\pm 0,09$
52	$\pm 0,23$	$\pm 0,26$	$\pm 0,11$	169	$\pm 0,29$	$\pm 0,53$	$\pm 0,32$
64	$\pm 0,28$	$\pm 0,41$	$\pm 0,24$	176	$\pm 0,28$	$\pm 0,28$	$\pm 0,09$
65	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,45$	180	$\pm 0,06$	$\pm 0,05$	$\pm 0,13$
71	$\pm 0,10$	$\pm 0,18$	$\pm 0,74$	183	$\pm 0,12$	$\pm 0,08$	$\pm 0,10$

Durchschnittliche mittlere Fehler: $\pm 0,23$ $\pm 0,27$ $\pm 0,25$

Tabelle 7.

2. Höhenfehler bei den Bestimmungen aus 4 Strahlen.

Punkt	m_x	m_y	m_z	Punkt	m_x	m_y	m_z	Punkt	m_x	m_y	m_z
23	$\pm 0,15$	$\pm 0,15$	$\pm 0,24$	77	$\pm 0,18$	$\pm 0,20$	$\pm 0,35$	131	$\pm 0,29$	$\pm 0,29$	$\pm 0,25$
25	$\pm 0,34$	$\pm 0,30$	$\pm 0,01$	77a	$\pm 0,02$	$\pm 0,03$	$\pm 0,24$	132	$\pm 0,37$	$\pm 0,33$	$\pm 0,36$
28	$\pm 0,44$	$\pm 0,33$	$\pm 0,37$	80	$\pm 0,32$	$\pm 0,36$	$\pm 0,17$	133	$\pm 0,27$	$\pm 0,20$	$\pm 0,35$
29	$\pm 0,35$	$\pm 0,39$	$\pm 0,27$	81	$\pm 0,18$	$\pm 0,20$	$\pm 0,07$	134	$\pm 0,42$	$\pm 0,48$	$\pm 0,26$
45	$\pm 0,21$	$\pm 0,23$	$\pm 0,24$	84	$\pm 0,13$	$\pm 0,16$	$\pm 0,31$	135	$\pm 0,51$	$\pm 0,57$	$\pm 0,21$
46	$\pm 0,06$	$\pm 0,06$	$\pm 0,21$	85	$\pm 0,17$	$\pm 0,24$	$\pm 0,29$	136	$\pm 0,45$	$\pm 0,51$	$\pm 0,40$
47	$\pm 0,61$	$\pm 0,48$	$\pm 0,41$	86	$\pm 0,28$	$\pm 0,38$	$\pm 0,22$	137	$\pm 0,55$	$\pm 0,64$	$\pm 0,28$
48	$\pm 0,47$	$\pm 0,30$	$\pm 0,36$	90	$\pm 0,16$	$\pm 0,20$	$\pm 0,26$	138	$\pm 0,58$	$\pm 0,68$	$\pm 0,27$
49	$\pm 0,53$	$\pm 0,43$	$\pm 0,33$	91	$\pm 0,13$	$\pm 0,17$	$\pm 0,23$	140	$\pm 0,49$	$\pm 0,56$	$\pm 0,27$
51	$\pm 0,39$	$\pm 0,40$	$\pm 0,18$	101	$\pm 0,40$	$\pm 0,57$	$\pm 0,23$	142	$\pm 0,25$	$\pm 0,25$	$\pm 0,23$
57	$\pm 0,37$	$\pm 0,33$	$\pm 0,15$	102	$\pm 0,23$	$\pm 0,37$	$\pm 0,33$	145	$\pm 0,47$	$\pm 0,44$	$\pm 0,27$
58	$\pm 0,47$	$\pm 0,40$	$\pm 0,21$	106	$\pm 0,25$	$\pm 0,28$	$\pm 0,25$	146	$\pm 0,28$	$\pm 0,25$	$\pm 0,13$
59	$\pm 0,40$	$\pm 0,36$	$\pm 0,26$	107	$\pm 0,29$	$\pm 0,37$	$\pm 0,15$	147	$\pm 0,39$	$\pm 0,37$	$\pm 0,14$
59a	$\pm 0,46$	$\pm 0,42$	$\pm 0,40$	109	$\pm 0,41$	$\pm 0,44$	$\pm 0,23$	148	$\pm 0,48$	$\pm 0,50$	$\pm 0,40$
60	$\pm 0,36$	$\pm 0,35$	$\pm 0,24$	110	$\pm 0,44$	$\pm 0,45$	$\pm 0,34$	149	$\pm 0,48$	$\pm 0,59$	$\pm 0,24$
61	$\pm 0,13$	$\pm 0,13$	$\pm 0,33$	111	$\pm 0,46$	$\pm 0,43$	$\pm 0,20$	150	$\pm 0,52$	$\pm 0,59$	$\pm 0,27$
66	$\pm 0,17$	$\pm 0,17$	$\pm 0,23$	114	$\pm 0,43$	$\pm 0,47$	$\pm 0,16$	151	$\pm 0,32$	$\pm 0,36$	$\pm 0,12$
67	$\pm 0,31$	$\pm 0,31$	$\pm 0,23$	115	$\pm 0,32$	$\pm 0,33$	$\pm 0,19$	152	$\pm 0,47$	$\pm 0,54$	$\pm 0,20$
68	$\pm 0,10$	$\pm 0,13$	$\pm 0,30$	116	$\pm 0,44$	$\pm 0,42$	$\pm 0,26$	153	$\pm 0,45$	$\pm 0,53$	$\pm 0,16$
69	$\pm 0,11$	$\pm 0,14$	$\pm 0,30$	120	$\pm 0,23$	$\pm 0,17$	$\pm 0,17$	154	$\pm 0,41$	$\pm 0,49$	$\pm 0,31$
70	$\pm 0,11$	$\pm 0,15$	$\pm 0,33$	121	$\pm 0,12$	$\pm 0,09$	$\pm 0,27$	155	$\pm 0,43$	$\pm 0,53$	$\pm 0,29$
72	$\pm 0,07$	$\pm 0,09$	$\pm 0,10$	122	$\pm 0,28$	$\pm 0,21$	$\pm 0,36$	156	$\pm 0,43$	$\pm 0,53$	$\pm 0,25$
73	$\pm 0,08$	$\pm 0,09$	$\pm 0,29$	126	$\pm 0,42$	$\pm 0,58$	$\pm 0,28$	162	$\pm 0,27$	$\pm 0,31$	$\pm 0,19$
74	$\pm 0,12$	$\pm 0,15$	$\pm 0,20$	128	$\pm 0,46$	$\pm 0,62$	$\pm 0,29$	163	$\pm 0,25$	$\pm 0,29$	$\pm 0,22$
75	$\pm 0,12$	$\pm 0,14$	$\pm 0,29$	130	$\pm 0,43$	$\pm 0,53$	$\pm 0,39$				

Durchschnittliche mittlere Fehler: $\pm 0,32$ $\pm 0,34$ $\pm 0,25$

sich, daß diese Punkte meistens in Wäldern oder am Waldesrand liegen. Einige sind auch an Straßenrändern, wo sich die weiße Papierfläche wenig abhebt. Von den Punkten wurden

14 Punkte durch 2 Strahlen	
34 " " 3 "	
74 " " 4 "	

festgelegt.

Die Berechnung der Neupunkte erfolgte in der Weise, daß zunächst die wahrscheinlichsten Koordinatenwerte durch Ausgleichung berechnet wurden und mit den horizontalen Seitenlängen jedesmal die Höhenquote des Geländepunktes bestimmt wurde. Aus den verschiedenen Höhenquoten wurde das einfache arithmetische Mittel genommen. Die aus der Ausgleichung hervorgehenden mittleren Koordinatenfehler bzw. die aus den scheinbaren Fehlern ermittelten Höhenfehler sind aus nebenstehenden Tabellen 6 u. 7 zu ersehen.

Es zeigt sich, daß die durchschnittlichen mittleren Fehler der durch 4 Bestimmungsstrahlen festgelegten Punkte größer sind als jene bei den mit 3 Ausgangsstrahlen berechneten Punkten, was offenbar durch einige besonders schlecht stimmende Punkte verursacht wird. Ermittelt man den Durchschnittswert aus allen 108 Werten, so ergibt sich

$$m_x = \pm 0,29 \text{ m}; m_y = \pm 0,31 \text{ m}; m_z = \pm 0,25 \text{ m} \dots (5)$$

während die in Tabelle 5 angegebenen durchschnittlichen Fehler der Ausgangsplatten

$$m_x' = \pm 0,79 \text{ m}; m_y' = \pm 0,65 \text{ m}; m_z' = \pm 0,18 \text{ m} \dots (6)$$

waren. Aus dem Vergleich der Zahlenwerte ersieht man, daß die Lagefehler der Neupunkte kleiner sind als jene der Ausgangsplatten. Im Durchschnitt sind die Standortsfehler 1,8 mal so groß als die Fehler der Neupunkte. Es zeigt sich also wieder, daß die Unsicherheiten der Ausgangsplatten nicht vollständig in die Neupunkte übergehen. Die durchschnittliche Entfernung der Neupunkte von den Ausgangsplatten war hierbei etwa 2,6 km.

Um nun über die bei der luftphotogrammetrischen Bestimmung erreichte absolute Genauigkeit Aufschluß zu erhalten, wurden die Rechenergebnisse an das Bayr. Landesvermessungsamt übergeben, damit durch Gegenüberstellung der Werte gegen die durch terrestrische Vermessung erhaltenen und als streng richtig zu betrachtenden Koordinaten und Höhen die Fehler der luftphotogrammetrisch ermittelten Neupunkte festgestellt werden konnten. Das diesbezügliche **amtliche Gutachten** lautet hierüber:

Genauigkeit luftphotogrammetrisch bestimmter Punkte.

Das Konsortium Luftbild-Stereographik übergab dem Bayr. Landesvermessungsamt im Oktober 1921 ein Verzeichnis der Koordinaten und Höhen von 121 Punkten, die mit Hilfe von Luftaufnahmen berechnet worden waren, und stellte die Bitte, eine Genauigkeitsuntersuchung vorzunehmen. Die Untersuchung war möglich, weil dieselben Punkte zuvor vom Landesvermessungsamt trigonometrisch oder polygonometrisch für die Neuvermessung der Ortsflur Gengham bestimmt worden waren und für eine größere Anzahl dieser Festpunkte auch die Höhenlage durch geometrisches Einwägen ermittelt war. Von den Zahlenwerten der amtlichen Koordinaten und Höhen hatte die Luftbild-Gesellschaft, was ausdrücklich hervorgehoben werden soll, keine Kenntnis. Bei den luftphotogrammetrischen Aufnahmen, die aus Flug-

höhen von 1300 bzw. 1500 m (über dem Gelände) erfolgten, waren im Gelände die Dreieckspunkte durch ausgelegte Papierkreuze und die Polygonpunkte durch Papierfelder von der Größe 50/60 cm deutlich sichtbar gemacht. Die Gegenüberstellung der beiderseitigen Koordinierungen zeigte für die horizontale Lagebestimmung der 121 Punkte Unterschiede, für die sich der mittlere Fehler zu $m_x = \pm 0,33 \text{ m}$, $m_y = \pm 0,39 \text{ m}$ errechnete, während sich der mittlere Fehler der Höhen aus 39 Vergleichspunkten $m_z = \pm 0,50 \text{ m}$ ergab. Selbst wenn man die sorgfältige Signalisierung der ausgewerteten Punkte, die die Identifizierung wesentlich erleichterte, entsprechend würdigt, ist das Ergebnis der Genauigkeitsberechnung sehr günstig. Die Bemühungen der Luftbildgesellschaft, durch Versuchsmessungen ein wirtschaftlich vorteilhaftes Aufnahmeverfahren und eine auch strengeren Anforderungen gerecht werdende Auswertungsmethode ausfindig zu machen, sind hiernach von Erfolg begleitet gewesen. Die Bereitwilligkeit, mit der die Gesellschaft im Interesse der wissenschaftlichen Forschung die Ergebnisse der Auswertung zur Durchführung einer einwandfreien Genauigkeitsuntersuchung zur Verfügung stellt, verdient besondere Anerkennung.

München, den 30. Oktober 1922.

Bayr. Landesvermessungsamt.
gez. v. Bigler.

Es zeigt sich, daß die vom Landesvermessungsamt gefundenen wahren mittleren Fehler in der Abszissen- und Ordinatenrichtung nahezu mit den unter (5) gegebenen Durchschnittswerten übereinstimmen. Bei dem Höhenfehler macht sich dagegen ein wesentlicher Unterschied bemerkbar. Dies mag von der verhältnismäßig geringeren Anzahl der Vergleichspunkte herkommen, oder es sind noch systematische Fehler in der Lage und Höhe der Ausgangsplatten vorhanden. Letzteres ist um so wahrscheinlicher, da zur Lösung der räumlichen Rückwärtsschnitte Grundriß und Aufriß nach der Dr. Fischerschen Methode getrennt behandelt worden sind. Es wurden daher die 4 räumlichen Rückwärtsschnitte nach der von mir in der Zeitschrift für Vermessungswesen 1924 Heft 1 und 2 gegebenen Methode nochmals gelöst. Die Platten werden hierzu am Stereokomparator oder am Bildmeßtheodolit ausgemessen. Nach der meist graphischen Lösung des ebenen Rückwärtsschnittes werden ähnlich wie bei der methodischen Koordinatenausgleichung die Winkelwidersprüche für die Horizontalfehlergleichungen ermittelt. Die Widersprüche in den von den verschiedenen Festpunkthöhen abgeleiteten Werten für die Flughöhe geben die Absolutglieder der Vertikalfehlergleichungen. Jeder Ausgangspunkt liefert eine Horizontal- und eine Vertikalfehlergleichung. Die Koeffizienten derselben werden nach der gebräuchlichen Art der Ausgleichung vermittelnder Beobachtungen zur Berechnung der Normalgleichungskoeffizienten verwendet. Die Lösung der 4 Normalgleichungen liefert die Verbesserung der angenommenen Neigung und Verkantung, sowie die Koordinatenverbesserungen für den Projektionspunkt des Kameraobjektives. Aus diesen Werten können dann noch die Verbesserungen der angenommenen Flughöhe, sowie des Näherungswertes des Direktionswinkels der optischen Achse der Kamera berechnet werden. Da das ganze Verfahren auf Differentialrechnung begründet ist, dürfen die ermittelten Verbesserungen nicht zu groß werden. Tritt dies infolge schlechter Näherungswerte dennoch ein, so ist der ganze Rechenvorgang nochmals zu wiederholen.

Als Resultate ergaben sich:

Tabelle 8.

Platten	Ausgangspunkt	x	y	H	n	k	φ_0
G 8	2, 9, 11, 13, 14	- 12 147,19	- 81 156,69	2046,50	62° 41' 57"	+ 0° 08' 31"	271° 52' 12"
G 9	2a, 6, 12, 13, 14	- 15 138,77	- 78 861,21	2036,78	57° 30' 14"	- 0° 48' 20"	176° 17' 54"
G 10	2, 6, 9, 13, 14	- 17 467,33	- 81 107,83	1755,15	59° 46' 49"	+ 1° 46' 02"	92° 43' 38"
G 11	2a, 9, 11, 13, 14	- 15 028,39	- 83 555,87	1758,22	60° 34' 34"	- 1° 13' 07"	0° 39' 51"

Die aus den Ausgleichungen berechneten Unsicherheiten waren:

Tabelle 9.

Platte	m_x	m_y	m_n	m_k
G 8	$\pm 0,36$	$\pm 0,92$	$\pm 0',63$	$\pm 1',13$
G 9	$\pm 1,22$	$\pm 0,78$	$\pm 1',72$	$\pm 1',97$
G 10	$\pm 0,18$	$\pm 0,29$	$\pm 0',32$	$\pm 0',67$
G 11	$\pm 1,38$	$\pm 0,95$	$\pm 2',25$	$\pm 1',88$
Durchschnitt:	$\pm 0,78$	$\pm 0,73$		

Die Verbesserungen gegen die früher bei getrennter Behandlung vom Grund- und Aufriß in Tabelle 4 angeführten Werte sind:

Tabelle 10.

Platte	dx	dy	dH	dn	dk	$d\varphi_0$
G 8	- 0,40	+ 0,92	- 0,87	- 1',05	+ 2',31	- 1',07
G 9	+ 1,48	- 1,89	+ 1,75	- 3',16	- 2',33	- 0',90
G 10	- 1,37	- 0,33	+ 1,69	+ 0',02	+ 1',73	- 0',60
G 11	- 0,08	- 0,01	- 0,06	+ 0',17	- 0',92	+ 0',15

Mit den in Tabelle 8 zusammengestellten Werten der Ausgangsplatten wurden die Polygonpunktskoordinaten neuerdings berechnet. Um aber durch eine Neuausmessung der Horizontal- und Höhenwinkel nicht wieder andere Richtungsunsicherheiten zu bekommen, um also lediglich die durch die Änderung der Ausgangsplatten hervorgerufenen Einflüsse erkennen zu können, wurden die in Tabelle 10 angegebenen Verbesserungen der Neigung und Kantung benutzt, um Verbesserungen der früher verwendeten Richtungen und Höhenunterschiede zu berechnen. Nachdem die aus den Gleichungen

$$da = -cdn - ddK$$

$$dh = -c'dn - d'dK$$

gefundenen Verbesserungen an die bei der ersten Berechnung eingeführten Winkel und den Höhenunterschieden angebracht waren, wurde die Ausgleichung der Vorwärtsschnitte für 30 Polygonpunkte wiederholt. Bei der Auswahl der Punkte war maßgebend, daß womöglich auch die Höhenquoten der Punkte zur Prüfung verwendet werden konnten und daß vier Bestimmungsstrahlen vorhanden sein sollten. Die innere Genauigkeit dieser Punkte ergab sich zu:

Tabelle 11.

Punkte	m_x	m_y	m_z	Punkte	m_x	m_y	m_z
23	$\pm 0,18$	$\pm 0,18$	$\pm 0,40$	106	$\pm 0,25$	$\pm 0,28$	$\pm 0,33$
29	$\pm 0,33$	$\pm 0,37$	$\pm 0,50$	107	$\pm 0,45$	$\pm 0,50$	$\pm 0,20$
45	$\pm 0,23$	$\pm 0,25$	$\pm 0,36$	109	$\pm 0,40$	$\pm 0,43$	$\pm 0,30$
47	$\pm 0,34$	$\pm 0,27$	$\pm 0,55$	114	$\pm 0,11$	$\pm 0,12$	$\pm 0,14$
49	$\pm 0,40$	$\pm 0,33$	$\pm 0,20$	120	$\pm 0,14$	$\pm 0,10$	$\pm 0,30$
59	$\pm 0,30$	$\pm 0,27$	$\pm 0,55$	121	$\pm 0,05$	$\pm 0,04$	$\pm 0,26$
60	$\pm 0,29$	$\pm 0,28$	$\pm 0,36$	128	$\pm 0,35$	$\pm 0,47$	$\pm 0,26$
61	$\pm 0,09$	$\pm 0,09$	$\pm 0,28$	131	$\pm 0,25$	$\pm 0,25$	$\pm 0,28$
66	$\pm 0,09$	$\pm 0,09$	$\pm 0,32$	132	$\pm 0,15$	$\pm 0,13$	$\pm 0,20$
73	$\pm 0,08$	$\pm 0,09$	$\pm 0,14$	133	$\pm 0,11$	$\pm 0,08$	$\pm 0,20$
80	$\pm 0,32$	$\pm 0,36$	$\pm 0,14$	149	$\pm 0,33$	$\pm 0,41$	$\pm 0,35$
84	$\pm 0,17$	$\pm 0,21$	$\pm 0,49$	150	$\pm 0,24$	$\pm 0,27$	$\pm 0,36$
85	$\pm 0,09$	$\pm 0,13$	$\pm 0,52$	159	$\pm 0,31$	$\pm 0,26$	$\pm 0,32$
86	$\pm 0,31$	$\pm 0,41$	$\pm 0,37$	162	$\pm 0,27$	$\pm 0,32$	$\pm 0,37$
90	$\pm 0,20$	$\pm 0,25$	$\pm 0,38$	163	$\pm 0,28$	$\pm 0,32$	$\pm 0,55$
Durchschnitt:	$\pm 0,24$	$\pm 0,25$	$\pm 0,33$				

Die in Tabelle 11 gebildeten durchschnittlichen mittleren Punktfehler sind wieder kleiner als die in Tabelle 9 berechneten Durchschnitte der Standortsfehler. Die letzteren sind im Mittel 3,0 mal so groß als die ersteren. Stellt man alle

bisher gefundenen Verhältniszahlen zwischen beiden Fehlern zusammen, so wird

bei Dr. Fischer Standortsfehler = 2,8 mal Punktfehler
 „ Prof. Dr. Hugershoff „ = 2,4 „ „
 „ Dr. Schlötzer „ = 1,8 „ „
 „ „ „ = 3,0 „ „

Mittel: = 2,5

Wir können als Erfahrungsergebnis für überschlägige Rechnung sagen, daß die Standortsfehler ungefähr $2\frac{1}{2}$ mal so groß sind als die Fehler der Neupunkte. Natürlich sind dann annähernd die gleichen Verhältnisse wie bei den angeführten Versuchen vorausgesetzt, also Schrägaufnahmen mit Nadirdistanz von ca. 60° und ca. 1500 m Flughöhe.

Die Koordinaten und Höhen der 30 in Tabelle 11 gegebenen Polygonpunkte wurden wieder dem Bayr. Landesvermessungsamt zur Prüfung übergeben, mit dem Ersuchen, aus den Differenzen der Werte gegen die durch terrestrische Messung gefundenen Sollbeträge die mittleren Punktfehler zu berechnen. Aus der vom Landesvermessungsamt nach Abschluß des Gutachtens zur Einsicht übergebenen Rechnung stellten sich hierbei die folgenden als wahre Fehler zu betrachtenden Differenzen heraus:

Tabelle 12.

Punkte	Δx	Δy	Δz	Punkte	Δx	Δy	Δz
23	- 0,09	+ 0,19	- 0,08	106	+ 0,06	+ 0,07	-
29	- 0,37	+ 0,32	-	107	+ 0,26	- 0,47	-
45	- 0,32	+ 0,37	+ 0,81	109	0,00	- 0,49	-
47	+ 0,24	+ 0,13	+ 0,83	114	+ 0,35	+ 0,02	-
49	+ 0,06	- 0,04	- 0,28	120	- 0,01	- 0,10	- 0,18
59	- 0,04	- 0,14	+ 0,29	121	- 0,08	- 0,04	- 0,26
60	+ 0,02	+ 0,09	0,00	128	+ 0,39	- 0,15	+ 0,03
61	- 0,25	- 0,05	+ 0,25	131	+ 0,39	- 0,32	- 0,22
66	- 0,37	- 0,05	-	132	+ 0,23	- 0,23	- 0,15
73	- 0,01	- 0,11	+ 0,25	133	+ 0,09	- 0,06	- 0,05
80	+ 0,08	+ 0,23	-	149	+ 0,13	- 0,29	+ 0,25
84	- 0,27	- 0,26	- 0,25	150	+ 0,30	- 0,16	+ 0,08
85	+ 0,35	- 0,43	-	159	- 0,67	- 0,13	-
86	- 0,28	- 0,13	- 0,15	162	- 0,22	0,00	-
90	- 0,16	- 0,41	+ 0,26	163	- 0,17	- 0,37	-
				140	-	-	- 0,32

Mittlere Fehler: $\pm 0,26 \pm 0,24 \pm 0,36$

Vom Bayr. Landesvermessungsamt wurde hierüber das folgende Gutachten ausgestellt:

Die Neuausgleichung der Luftstandorte G 8, G 9, G 10, G 11 ergibt für die Koordinaten von 30 Polygonpunkten in der Steuergemeinde Gengham Werte, die mit den geodätisch bestimmten Koordinaten derselben Punkte noch besser übereinstimmen als die aus früheren Auswertungen hervorgegangenen. Aus den Widersprüchen der Vergleich berechnet sich der mittlere Fehler

der Abszissen $m_x = \pm 0,26 \text{ m} \pm 0,01 \text{ m}$
 der Ordinaten $m_y = \pm 0,24 \text{ m} \pm 0,01 \text{ m}$
 und für 20 Höhenangaben $m_z = \pm 0,36 \text{ m} \pm 0,03 \text{ m}$.

Die Objektivität der Auswertungsergebnisse, die durch die vom Landesvermessungsamt getroffenen Maßnahmen ohnehin gewährleistet war, wird durch die Genauigkeitsuntersuchung noch besonders bestätigt. Die festgestellten Abweichungen von den als fehlerfrei angenommenen geodätischen Werten dürfen trotz ihrer systematischen Herkunft als zufällige Fehler angesprochen werden. Sie ordnen sich in völlig befriedigender Weise in die nach der Wahrscheinlichkeit des Vorkommens berechnete Tabelle ein und erfüllen mit Ausnahme der Ordinatenwidersprüche innerhalb der zulässigen Grenzen die drei wichtigsten Zufallskriterien (Vorzeichensumme = 0, Summe der Fehler = 0, und die Vorzeichen-

wechselprobe). Bei den Ordinaten liegt, wie sich mit großer Wahrscheinlichkeit annehmen läßt, ein systematischer Fehler vor, dessen Beseitigung sich durch Verschiebung der Abszissenbildachse um etwa 1 Dezimeter von Ost nach West bewirken ließe. Alsdann folgen auch die Abweichungen der Ordinaten den Gaußschen Fehlergesetzen. Die größten aufgetretenen Widersprüche der Raumkoordinaten erreichen in keinem Falle den als dreifachen Wert des mittleren Fehlers angenommenen Maximalfehler.

München, den 25. November 1922. gez. Bigler.

Vergleicht man die vom Landesvermessungsamt gefundenen mittleren Fehler der Neupunkte

$$M_x = \pm 0,26; M_y = \pm 0,24; M_z = \pm 0,36$$

mit den Durchschnittswerten aus Tabelle 11

$$m_x = \pm 0,24; m_y = \pm 0,25; m_z = \pm 0,33$$

so zeigt sich ein fast vollständiges Übereinstimmen. Wir können also sagen, daß bei einer größeren Anzahl von Neupunkten die Durchschnittswerte der bei der Ausgleichung sich ergebenden mittleren Fehler hinreichend Aufschluß über die absolute Genauigkeit der Punkte geben, und daß bei sorgfältigen luftphotogrammetrischen Bestimmungen nennenswerte systematische Fehler nicht zu befürchten sind.

Am Schlusse angelangt, möchte ich nicht versäumen, dem Bayr. Landesvermessungsamt und insbesondere Herrn Geheimrat Berdel und Herrn Oberregierungsrat Dr. Clauß für die Bereitwilligkeit und das Interesse, mit der sie sich an den Versuchen beteiligten, auf das wärmste zu danken.

TAFEL ZUR BEMESSUNG UND SPANNUNGSBERECHNUNG VON RECHTECK- UND PLATTENBALKENQUERSCHNITTEN IM EISENBETONBAU.

Von Dipl.-Ing. K. Lenk und Dipl.-Ing. O. Häberle der Ways & Freytag A.-G., Dilsfeldorf.

Mit 1 Tafel.

Übersicht. Es wird eine Tafel geboten, die die gegenseitigen Beziehungen der Spannungen und Bemessungsbeiwerte für Rechteckbalken übersichtlich darstellt und die Lösung aller vorkommenden Berechnungsfälle auf schnellstem Wege ermöglicht. Durch eine Erweiterung findet sie Anwendung zur unmittelbaren Bemessung und Spannungsnachrechnung von Plattenbalken.

Wie die neuerdings in den Zeitschriften erscheinenden Vorschläge beweisen, besteht in der Fachwelt ein Bedürfnis für eine Vereinheitlichung der Berechnungsverfahren von Eisenbeton-Querschnitten. Als Grundlage hierfür dient in vielen Fällen die allgemein übliche Berechnungsart für reine Biegung, deren Beiwerte jedoch nur in Zahlentabellen für $\sigma_e = \text{constant}$ und in begrenztem Umfange in Gebrauch sind. Eine Variation der Eisenspannungen ist mit den üblichen Tabellen umständlich; und eine Spannungsnachrechnung läßt sich überhaupt nicht ermöglichen, vielmehr muß diese rechnerisch über den Umweg der Berechnung von x erfolgen.

Im folgenden wird deshalb eine Tafel der zur Berechnung von Rechteckbalken benötigten Beiwerte in einem Umfange gegeben, der allen Ansprüchen genügt. Einerseits werden die hohen Spannungswerte und die davon abhängigen Beiwerte gebraucht zur Bruchnachrechnung, sowie neuerdings zur Berechnung der Sicherungsmaßnahmen für Bauwerke im Bergbau-Senkungsgebiet (vgl. Dr.-Ing. K. W. Mautner, Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbau-Senkungsgebiet, Bau-Ing. 1920, Heft 5), und andererseits ist für die Berechnung eisenbewehrter Fundamente die Kenntnis der Beiwerte bei niederen Spannungen erwünscht. Ferner dürfte der nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten konstruierende Ingenieur Gewinn aus der Anschaulichkeit der gegenseitigen Beziehungen von $\sigma_b, \sigma_e, r, \mu(s)$ ziehen, zumal auch die gleichzeitig vorhandene Betonzugspannung σ_{bz} ablesbar ist. Durch Anfügen einer zweiten Tafel gelang es, die Berechnung von Plattenbalken sowohl ohne als mit Berücksichtigung der Stegdruckzone durchzuführen.

Die Einheiten der Tafel wurden in t und cm gewählt, weil so das lästige Rechnen mit Dezimalen entfällt und mit der meist gebräuchlichen Einheit der Momente in mt in gleicher Weise gearbeitet werden kann, wenn nur die Breite b in m eingesetzt wird.

Rechteckquerschnitt.

Die Bemessung von Rechteckquerschnitten mit einseitiger Bewehrung kann nach den üblichen Formeln:

$$x = sh = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b} h \quad (1)$$

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (2)$$

$$f_e = \frac{\mu b h}{100} \quad (3)$$

erfolgen. Die Tafel 1 stellt die Beziehungen zwischen den Größen $\sigma_b, \sigma_e, r, \mu(s)$ in übersichtlicher Weise dar und bietet in dieser Form verschiedene Vorteile gegenüber den vorhandenen Zahlentabellen. Auf der Abszissenachse sind die s in linearer Teilung von $s = 0,01$ bis $s = 0,60$ aufgetragen, auf der Ordinatenachse die σ_b in logarithmischem Maßstabe von $\sigma_b = 6,5$ bis $\sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2$; die logarithmische Auftragung der σ_b ergab bessere Schnittpunkte der Kurvenscharen der σ_e und r und gewährleistete ferner eine an jeder Stelle gleiche prozentuale Ablesegenauigkeit der σ_b . Als Funktion von s und σ_b wurden die Kurvenscharen der σ_e und r aufgetragen, sowie die μ -Teilung als Funktion von s nach folgenden Gleichungen:

$$\sigma_e = \frac{\sigma_e s}{n(1-s)} \quad (4)$$

$$\sigma_b = \frac{2:r^2}{s \left(1 - \frac{s}{3}\right)} \quad (5)$$

$$100 s = -n \mu + \sqrt{(n \mu)^2 + 200 n \mu} \quad (6)$$

In manchen Fällen, z. B. bei wasserdichten Konstruktionen, ist die Kenntnis der Betonzugspannung σ_{bz} (Stadium I) erwünscht. — Es wurden daher als weitere Kurvenschar die σ_{bz} von 5 bis 40 kg/cm^2 eingetragen. Die Kurven sind unter der Voraussetzung $a = 0,1 H$ ermittelt. Man kann somit für einen nach Stadium IIb dimensionierten Querschnitt sofort die zugehörige Betonzugspannung ablesen.

Mit Hilfe der Tafel 1 können nun sämtliche beim Rechteckbalken vorkommenden Rechenoperationen in übersichtlicher Weise gelöst werden, indem jeweils durch zwei bekannte Größen ein Punkt im Feld festgelegt ist und dann die zugeordneten Größen sofort abzulesen sind. Insbesondere ist die Spannungsnachrechnung hierin eingeschlossen.

Z. B. ist für einen Balken 25/60 cm, der ein Moment von 480 cmt aufnehmen soll und mit 4 $\varnothing 16 = 8,04 \text{ cm}^2$ bewehrt ist:

$$\text{Nutzhöhe } h = 57 \text{ cm}, \mu = \frac{f_e 100}{b h} = \frac{804}{25 \cdot 57} = 0,564$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{M/b}} = \frac{57}{\sqrt{480/25}} = 13,0$$

Geht man mit diesen Werten für μ und r in die Tabelle, so ergibt sich:

$$\sigma_b = 0,0397 \text{ t/cm}^2 = 39,7 \text{ kg/cm}^2$$

und $\sigma_e = 1,180 \text{ t/cm}^2 = 1180 \text{ kg/cm}^2$

Die genaue rechnerische Spannungsermittlung liefert:

$$\sigma_b = 39,67 \text{ kg/cm}^2; \sigma_e = 1179 \text{ kg/cm}^2.$$

Plattenbalkenquerschnitt mit Vernachlässigung der Stegdruckzone.

Wie beim Rechteckbalken ist auch beim Plattenbalken mit gegebenen Spannungen σ_e und σ_b die Lage der Nulllinie $x = s \cdot h$ bestimmt. Führt man noch die Größe $\varphi = \frac{d}{h}$ ein, so ist mit s und φ der Bewehrungsprozentatz μ_p des Plattenbalkens (μ_p bezogen auf Plattenbreite b und Nutzhöhe h) bestimmt wie folgt:

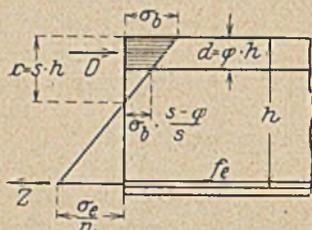
$$D = Z = \sigma_b \frac{\varphi}{2} \left(1 + \frac{s - \varphi}{s} \right) b h = \mu_p \frac{b h}{100} \sigma_e$$

$\sigma_b = \frac{\sigma_e s}{n(1-s)}$ eingesetzt, ergibt:

$$\frac{\sigma_e s}{n(1-s)} \cdot \frac{\varphi}{2} \left(1 + \frac{s - \varphi}{s} \right) = \frac{\mu_p \sigma_e}{100}$$

oder
$$s = \frac{3 \mu_p + 10 \varphi^2}{3 \mu_p + 20 \varphi} \dots \dots \dots (7)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung können die Kurven der μ_p , die den Bewehrungsprozentatz des Plattenbalkens angeben, aufgetragen werden (s. Taf. 2). Die zugehörige Nutzhöhe findet man, indem man für einen Rechteckbalken mit dem Bewehrungsprozentatz μ_p und der Eisenspannung σ_e in Tafel 1 das zugehörige r_p ermittelt. Es ist dies eine sehr gute Näherung für r , die bei den üblichen Verhältnissen der Plattenbalken die Größe r_p im Maximum 1,0 bis 1,5 vH zu groß liefert. Für genaue Rechnung ist das gefundene r_p noch mit dem Beiwert k zu multiplizieren, der in Tabelle 2 als Funktion von s und φ abgelesen werden kann. Man hat dann:



Die Ermittlung des Beiwertes k geschah folgendermaßen: Ein Rechteckbalken kann ein Moment aufnehmen:

$$M = \frac{\mu b h}{100} \sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right) h$$

ein Plattenbalken kann ein Moment aufnehmen:

$$M = \frac{\mu_p b h'}{100} \sigma_e \left[1 - \frac{\varphi}{2} + \frac{\varphi^2}{6(2s_p - \varphi)} \right] h'$$

bei gleichem M , μ und σ_e folgt aus obigen zwei Gleichungen

$$\left(\frac{h'}{h} \right)^2 = k^2 = \frac{1 - \frac{s}{3}}{1 - \frac{\varphi}{2} + \frac{\varphi^2}{6(2s_p - \varphi)}}$$

ersetzt man hierin noch s_p durch

$$\frac{3 \mu_p + 10 \varphi^2}{3 \mu_p + 20 \varphi} \dots \dots (7)$$

so erhält man folgende Gleichung zur Berechnung der k -Kurven:

$$k^2 = \frac{3 \mu (2 - \varphi) (3 \mu + 60 - \sqrt{9 \mu^2 + 120 \mu})}{360 \mu (1 - \varphi) + 40 \varphi^2 (3 \mu + 5 \varphi)} \dots \dots (11)$$

Damit können im Plattenbalken, genau wie im Rechteckbalken, sämtliche vorkommenden Berechnungen, sowohl Dimensionierung wie Spannungsnachrechnung, gelöst werden nach den Gleichungen (8), (9) und (10).

Bei unbekannter Höhe h ist die Größe $\varphi = \frac{d}{h}$ vorläufig zu schätzen.

Zahlenbeispiel.

1. Ein Plattenbalken mit einer Plattenbreite von $b = 190$ cm, einer Plattenstärke $d = 12$ cm hat ein Moment von 5700 cmt aufzunehmen. Die Tabelle (siehe punktierte Linie) gibt mit

$$\varphi = \frac{12}{85} = 0,141$$

(h vorläufig geschätzt) und den Spannungen 40/1200 kg/cm²:

$$s = 0,333; \mu_p = 0,37 \text{ vH}; r' = r_p k = 15,8 \cdot 0,984 = 15,53$$

damit
$$h = 15,53 \sqrt{\frac{5700}{190}} = 85,1 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{0,37}{100} \cdot 190 \cdot 85,1 = 59,8 \text{ cm}^2$$

Die genauen Werte sind: $h = 85$ cm und $f_e = 59,7$ cm² (vgl. Mörsch, I. Band, 1. Hälfte, S. 300).

Hierbei ist zu beachten:

Die rechte Ordinate gibt die vorhandenen Spannungen und die Lage der Nulllinie an, die linke Ordinate gibt lediglich r_p auf der σ_e -Kurve. — Die der linken Ordinate entsprechenden Werte σ_b und s haben keine praktische Bedeutung und brauchen nicht abgelesen zu werden.

2. Ein Plattenbalken mit $b = 160$ cm, $d = 20$ cm, $h = 102$ cm und $f_e = 90,79$ cm² soll ein Moment von $M = 8021$ cmt aufnehmen. Es ist der Spannungsnachweis zu machen.

Mit

$$\varphi = \frac{d}{h} = \frac{20}{102} = 0,196; \mu_p = \frac{100 \cdot 90,79}{160 \cdot 102} = 0,557 \text{ vH}$$

und

$$r' = \frac{102}{\sqrt{\frac{8021}{160}}} = 14,42$$

gibt die Tabelle:

$$k = 0,986; r_p = \frac{r'}{k} = \frac{14,42}{0,986} = 14,62; \sigma_e = 950 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 36,8 \text{ kg/cm}^2$$

Auf rechnerischem Wege erhält man $\sigma_e = 948$ kg/cm², $\sigma_b = 36,7$ kg/cm² (vgl. Mörsch I. Band, 1. Hälfte S. 293).

Plattenbalkenquerschnitt mit Berücksichtigung der Stegdruckzone.

Soll im Plattenbalken die Stegdruckzone berücksichtigt werden, so kann man sich den Querschnitt zusammengesetzt denken aus einem Rechteckquerschnitt mit der Breite b_0 und einem Plattenbalkenquerschnitt von der Breite $b - b_0$ (Bezeichnung siehe Tafel).

Damit ergeben sich für die Nutzhöhe h und den Eisenquerschnitt regelrechte Bemessungsformeln:

$$h = r' \sqrt{\frac{M}{b_0 \left(\frac{r'}{r} \right)^2 + (b - b_0)}} \dots \dots \dots (12)$$

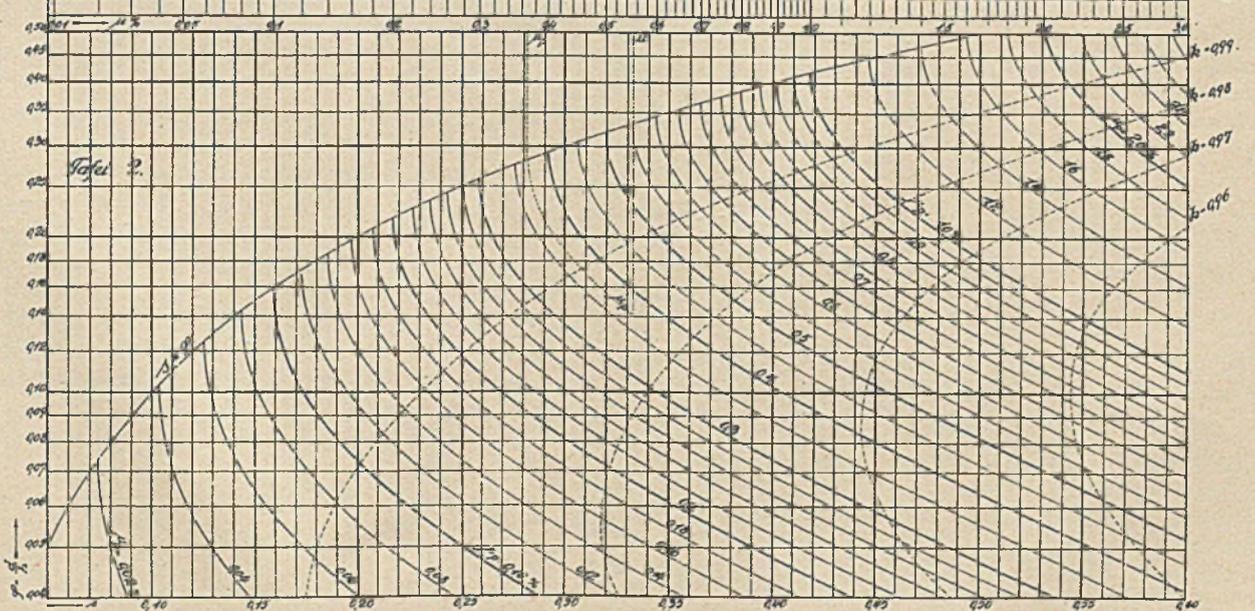
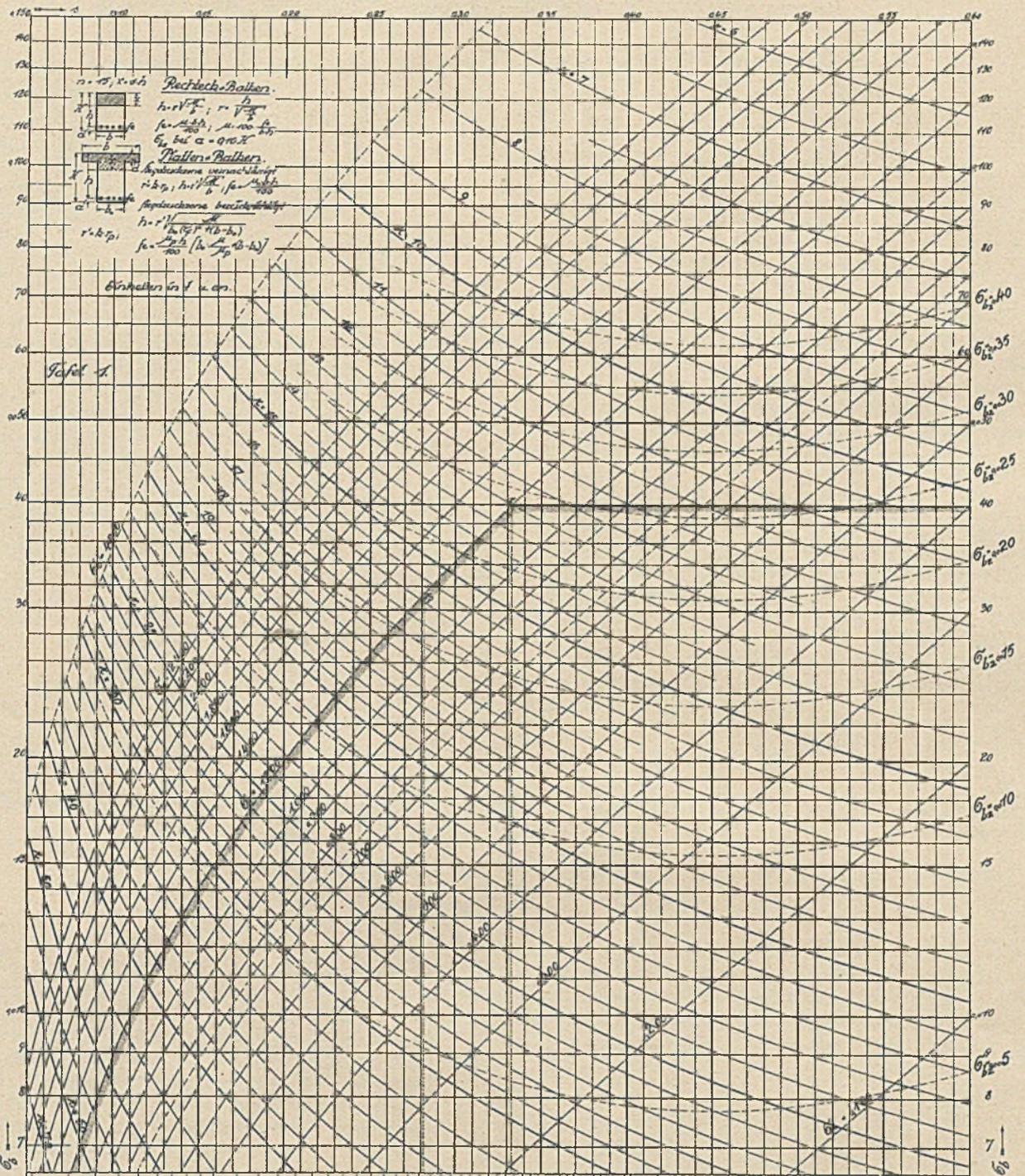
$$f_e = \frac{\mu_p h}{100} \left[b_0 \frac{\mu}{\mu_p} + b - b_0 \right] \dots \dots \dots (13)$$

hierin bedeuten:

- μ = Bewehrungsprozentatz für den Rechteckbalkenteil,
- μ_p = Bewehrungsprozentatz für den Plattenbalkenteil,
- r' = $k r_p$,
- r_p = Beiwert für die Plattenbalkenhöhe,
- r = Beiwert für die Rechteckbalkenhöhe.

Beispiel: Für den oben berechneten Plattenbalken mit $\mu = 5700$ cmt, $b = 190$ cm, $d = 12$ cm, $b_0 = 40$ cm ist die Nutzhöhe h und der Eisenquerschnitt f_e zu bestimmen unter Berücksichtigung der Stegdruckzone. Die Tabelle gibt mit den Spannungen 40/1200 der Reihe nach $r = 13$, $\mu = 0,555$.

LENK UND HÄBERLE, RECHTECK- UND PLATTENBALKENQUERSCHNITTE IM EISENBETONBAU.



$\mu_p = 0,38$ (φ vorläufig geschätzt zu $\frac{12}{81} = 0,148$), $k = 0,985$,
 $r_p = 15,6$. Damit wird:

$$r' = r_p k = 15,35; \left(\frac{r'}{r}\right)^2 = 1,39; \frac{\mu}{\mu_p} = 1,46$$

$$h = 15,35 \sqrt{\frac{M}{40 \cdot 1,39 + (190 - 40)}} = 80,8 \text{ cm}$$

$$f_c = \frac{0,38 \cdot 80,8}{100} [40 \cdot 1,46 + (190 - 40)] = 64 \text{ cm}^2$$

Der genaue rechnerische Spannungsnachweis mit den gefundenen Werten ergibt $\sigma_c = 1195$, $\sigma_b = 39,8 \text{ kg/cm}^2$.

Die Beiwerte für reine Biegung, die mit Hilfe der Tafel 2 zur Berechnung von Plattenbalken herangezogen wurden, erhalten noch ein erweitertes Anwendungsgebiet bei der Bemessung der Druckarmierung bei Rechteck- und Plattenbalken. In diesem Falle ist die Höhe h und Breite b bzw. b_0 meist gegeben, gesucht f_c und f_{c1} . Nach dem Verfahren der Zerlegung der Momente (siehe Mörsch Band I, 1. Hälfte S. 278 u. 279) ist zunächst das Moment M_1 gesucht, das der Balken ohne Druckeisen aufnehmen kann und das zugehörige f_{c1} . Dieser Bemessungsfall ist mit Hilfe der Tafel für Rechteckbalken und beide Plattenbalken zu lösen. Bei gegebenen Spannungen gibt die Tafel r und μ bzw. r_p und μ_p , und man erhält beim Rechteckbalken:

$$M_1 = \frac{h^2}{r^2} b; f_{c1} = \frac{\mu b h}{100}$$

beim Plattenbalken ohne Stegdruckzone

$$M_1 = \frac{h^2}{r^2} b; f_{c1} = \frac{\mu_p b h}{100}$$

beim Plattenbalken mit Stegdruckzone

$$M_1 = \frac{h^2}{r^2} \left[b_0 \left(\frac{r'}{r}\right)^2 + (b - b_0) \right]$$

$$f_{c1} = \frac{\mu_p h}{100} \left[b_0 \frac{\mu}{\mu_p} + (b - b_0) \right]$$

Das durch Druck- und Zugeisen aufzunehmende Restmoment gibt die zusätzlichen Eiseneinlagen.

Die Bemessung von Querschnitten, die exzentrisch außerhalb des Kerns durch eine Normalkraft beansprucht sind, kann nach bekanntem Verfahren ebenfalls mit den Beiwerten für reine Biegung erfolgen durch Verlegung der Axialkraft nach den Zugeisen.

Zusammenfassung.

Die Tafel gibt die Möglichkeit, mit Eisenspannungen von 100–2400 kg/cm^2 und mit Betonspannungen von 6,5 bis 150 kg/cm^2 Rechteckbalken und Plattenbalken mit und ohne Berücksichtigung der Stegdruckzone zu bemessen, sowohl für reine Biegung als auch für Biegung mit Axialkraft, und für einseitig wie für doppelt bewehrte Querschnitte. Der Spannungsnachweis bei reiner Biegung läßt sich in einfachster Weise für Rechteckbalken und Plattenbalken mit einfacher Bewehrung führen.

ÜBER DEN EINFLUSS DES SANDGEHALTES UND DES WASSERGEHALTES AUF DIE KONSISTENZ UND FESTIGKEIT VON BETON.

Ergebnisse aus den Laboratoriumsübungen der Bauingenieur-Kandidaten der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Mitgeteilt von dem Assistenten Dr.-Ing. A. Hummel.

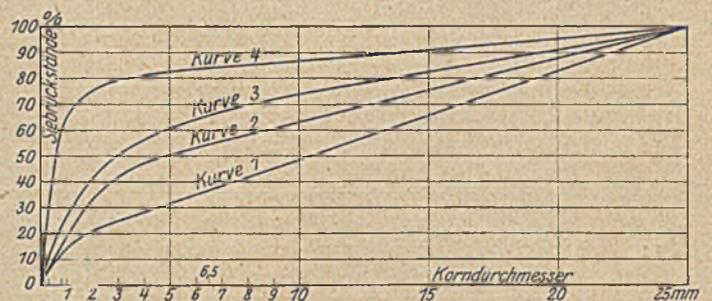
Im Laboratorium wie in der Praxis ist beobachtet worden, daß wenigstens innerhalb des Bereiches praktikabel verwendbarer Betonmischungen die Betonkonsistenz abhängig ist von der Höhe des Wasserzusatzes und dem Verhältnis der Feinteile zum Groben im Beton, und zwar in der Weise, daß bei Erhöhung des Anteiles der Feinteile auch der Wasserzusatz zu erhöhen ist, wenn die Betonverarbeitbarkeit, d. h. die Konsistenz dieselbe bleiben soll, bzw. daß die Gleichhaltung des Wasserzusatzes bei Erhöhung des Anteiles der Feinteile eine Erniedrigung der Betonverarbeitbarkeit bewirkt. Um diese Beziehungen zu untersuchen, wurden den Laboratoriumsübungen der Studierenden im Sommersemester 1924¹⁾ die folgenden beiden Fragen zugrunde gelegt, deren Beantwortung aus den Versuchen allgemeines Interesse haben dürfte:

1. Wie verhalten sich die Konsistenzen und die Druckfestigkeiten von Betonmischungen gleichen Mischungsverhältnisses (1 : 6 in Gewichtsteilen) bei zunehmendem Sandgehalt, aber absolut gleichbleibendem Wasserzusatz?

2. Wie ist bei diesen Betonmischungen bei zunehmendem Sandgehalt der Wasserzusatz zu verändern, wenn gleiche Betonverarbeitbarkeit, d. h. gleiche Konsistenz erzielt werden soll? Wie verhalten sich die Druckfestigkeiten dieser Betonmischungen gleicher Konsistenz?

Bei der Durchführung der Versuche zur Beantwortung dieser Fragen mußte die Änderung im Sandgehalt auf vier Stufen beschränkt bleiben, die aus den Kurven 1–4 in nach-

stehender Abbildung ersichtlich sind. Die nachstehenden Versuchsergebnisse gelten also nur für diesen allerdings ziemlich umfassenden Bereich der Kornzusammensetzungen. Es ist zu betonen, daß bei noch sandärmeren Mischungen als sie die Kurve 1 darstellt, andere Zusammenhänge zwischen Sand-



gehalt, Konsistenz und Festigkeit zu erwarten sind. Solche ganz sandarmen Mischungen konnten hier zunächst füglich außer Acht gelassen werden, da sie ja auch in der Praxis unvorteilhaft sind.

I. Konsistenzen und Druckfestigkeiten von Beton 1 : 6 (in Gewichtsteilen) bei zunehmendem Sandgehalt aber gleichbleibendem Wasserzusatz.

Die Kiessande nach Kurve 1–4 wurden durch Trennung eines gegebenen Kiessandes in einzelne Kornstufen und nachherige Zusammensetzung nach dem gewollten Gesetze gewonnen. Mit Hilfe des aus diesen Kiessanden bereiteten Betons des Mischungsverhältnisses 1 : 6 in Gewichtsteilen

¹⁾ Diese Übungen werden im Anschluß an die Vorlesungen von Prof. Dr. Probst in jedem Semester abgehalten. Ihr Besuch ist jedem Studierenden des Bauingenieurwesens freigestellt, für die Diplomkandidaten im Eisenbetonbau Pflicht.

wurden bei einem Wasserzusatz von 8,15 Gewichtsprozenten der trockenen Mischung folgende Betonkonsistenzen erzielt:

Betonmischungsverhältnis in Gewichtsteilen	Wasserzusatz in Gewichtsprozent	Wasserzementfaktor	Serie Nr.	Kornzusammensetzung des Zuschlages	Erzielte Konsistenz
1:6	8,15	0,57	I	nach Kurve 1	stark plastisch
			II	nach Kurve 2	plastisch
			III	nach Kurve 3	erdfeucht bis plastisch
			IV	nach Kurve 4	erdfeucht (gerade noch zu ballen)

Es bestätigt sich also hier wiederum, daß lediglich durch Veränderung des Verhältnisses zwischen Feinteilen und Grobteilen im Kiessand bei Gleichhaltung aller sonstigen Verhältnisse die Betonkonsistenz in der Weise zu beeinflussen ist, daß durch Erhöhung des Sandgehaltes die Betonverarbeitbarkeit verringert wird. Die Untersuchung zeigt, daß dieser Einfluß so groß ist, daß sich ganz extreme Betonkonsistenzen auf diesem Wege erzeugen lassen (erdfeucht bis plastisch).

Aus den vier Betonarten (Serie I, II, III und IV) wurden je drei Würfel von 20 cm Kantenlänge in eisernen Normalformen mit Holzböden hergestellt. Der Beton wurde dabei in zwei Lagen in die Formen eingebracht und jede Lage mit 108 Stößen mit dem Normalstamper bearbeitet. Die Würfel wurden in den ersten 8 Tagen feucht, dann bis zum Prüfungstage trocken gelagert. Die im Alter von 34 Tagen vorgenommene Druckfestigkeitsprüfung hatte folgendes Ergebnis:

Serie Nr.	Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen	Wasserzusatz in Gewichtsprozent	Wasserzementfaktor	Würfel Nr.	Raumgewicht kg/cdm		Druckfestigkeit nach 34 Tagen kg/qcm		Betonkonsistenz
					einzel	mittel	einzel	mittel	
I	1:6	8,15	0,57	1	2,38		159		sehr plastisch
				2	2,39	2,39	234	*)	
				3	2,40		187		
II	1:6	8,15	0,57	4	2,35		200		plastisch
				5	2,37	2,37	214	210	
				6	2,38		216		
III	1:6	8,15	0,57	7	2,31		195		erdfeucht bis plastisch
				8	2,33	2,33	205	202	
				9	2,36		205		
IV	1:6	8,15	0,57	10	2,16		145		erdfeucht gerade noch zu ballen
				11	2,16	2,16	145	146	
				12	2,16		149		

*) Die Ergebnisse bei Serie I weisen sehr große Schwankungen auf. Eine Wiederholung der Serie war, da der gleiche Zement fehlte, nicht möglich. Die Schwankungen sind ziemlich sicher daraus zu erklären, daß der Beton, der gerade noch den zur Ausfüllung der Hohlräume erforderlichen Sand enthielt, sich bei der Verarbeitung entmischte, so daß die 3 Würfel nicht von derselben Kornzusammensetzung waren.

Zieht man die erreichten Höchstwerte zur Beurteilung heran, so kann man das Ergebnis dahin zusammenfassen:

Ein Beton aus der Kornzusammensetzung nach gut abgestuftem Zuschlagsmaterial mit einer maximalen Korngröße von 25 mm erfährt bei einer Steigerung des Sandgehaltes über das in Kurve 1 dargestellte Maß hinaus unter sonst gleichen

Verhältnissen (gleicher Zement- und Wasserzusatz) eine Verminderung seiner Festigkeit. Außerdem nehmen die Raumgewichte des fertigen Betons dabei stetig ab. Hiernach ist es also durch eine entsprechende Wahl der Kornzusammensetzung des Betons durchaus möglich, mit einem plastischen Beton höhere Festigkeiten zu erzielen als mit einem Stampfbeton.

II. Ermittlung der zur Erzielung gleicher Konsistenzen bei den obigen Betonzusammensetzungen erforderlichen Wasserzusätze. Druckfestigkeiten dieser Betonmischungen gleicher Konsistenzen.

Die zur Erzielung gleicher Konsistenzen erforderliche Wassermenge wurde mit Hilfe des amerikanischen Fließtisches²⁾ bestimmt. Frisch angefertigte Betonkuchen gleicher Größe von der Form eines abgestumpften Kegels wurden auf dem Fließtisch durch 15 maliges Aufstoßen deformiert, und das prozentuale Verhältnis des unteren Kuchendurchmessers nach und vor dem Aufstoßen festgestellt. Dieses Verhältnis wird Konsistenzzahl genannt. Im vorliegenden Falle galt es, den Betonmischungen solche Wassermengen zuzusetzen, daß der Fließtisch gleiche Konsistenzzahlen ergab. Als Vergleichskonsistenz wurde die plastische Konsistenz der Serie II in Abschnitt I gewählt, für die sich mit Hilfe des Fließtisches die Konsistenzzahl 147 ergab. Zu den drei übrigen Betonmischungen I a, III a, IV a wurde durch Probieren an je vier Versuchskuchen solange Wasser zugegeben, bis sich die Konsistenzzahl 147 bei der Behandlung des Kuchens auf dem Fließtisch einstellte. Dabei wurden die folgenden Wasserzusätze als erforderlich ermittelt:

Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen	Serie Nr.	Kornzusammensetzung nach	Mit dem Fließtisch ermittelte Wasserzusätze in Gewichtsprozenten	Also Wasserzementfaktor	Konsistenzzahl	Konsistenz
1:6	I a	Kurve 1	7,4	0,52	147	plastisch
	II	Kurve 2	8,15	0,57	147	plastisch
	III a	Kurve 3	8,6	0,60	147	plastisch
	IV a	Kurve 4	12,8	0,91	147	plastisch

Mit zunehmendem Sandgehalt ist also der Wasserzusatz beträchtlich zu erhöhen, wenn gleiche Konsistenzen erzielt werden sollen.

Es liegt nahe, diesen zunehmenden Wasseranspruch in Beziehung zu bringen zu der mit steigendem Sandgehalt wachsenden Oberfläche des Zuschlages und zu dem gleichfalls wachsenden Feinporengehalt. Eine diesbezügliche Auswertung der hier ermittelten Wasserzusätze erscheint jedoch so lange nicht stichhaltig, als es nicht gelungen ist, die Oberfläche von Kiessand experimentell genau zu ermitteln. Die bis heute vorhandenen Näherungsmethoden durch Rechnung für die Bestimmung der Oberflächen sind für den Zweck dieser Auswertung zu ungenau.

Wiederum wurden aus diesen Betonmischungen gleicher Konsistenz Würfel von 20 cm Kantenlänge in derselben Weise wie oben hergestellt und gelagert. Aus dem Beton nach Kurve 2 wurden nicht noch einmal Würfel hergestellt, sondern die Festigkeitswerte aus Abschnitt I übernommen.

Die Prüfungsergebnisse im Alter des Betons von 34 Tagen zeigt nebenstehende Tabelle:

Die Raumgewichte entsprechen den früheren. Sie sind also nicht von der Höhe des Anmachwasserzusatzes, sondern bei Verwendung derselben Sandarten von der Kornzusammensetzung derselben abhängig.

Die Druckfestigkeiten der Betonarten Serie I a — IV a nehmen noch rascher ab als die der Serie I — IV. Zu dem die

²⁾ Vergleiche Bethke, Das Wesen des Gußbetons, Verlag Springer, Berlin. Siehe Bauingenieur, Heft 24, Jahrgang 1924, Seite 193 ff.

Serie-Nr.	Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen	Wasserzusatz in Gewichtsprozent	Wasserzementfaktor	Würfel Nr.	Raumgewicht kg/dm ³		Druckfestigkeit nach 34 Tagen kg/cm ²		Betonkonsistenz
					einzel	mittel	einzel	mittel	
I a	1:6	7,4	0,52	13	2,38	2,40	234	247	plastisch
				14	2,42		255		
				15	2,41		253		
II	1:6	8,15	0,57	4	2,35	2,37	200	210	plastisch
				5	2,37		214		
				6	2,58		216		
III a	1:6	8,6	0,60	16	2,32	2,32	186	194	plastisch
				17	2,32		204		
				18	2,32		190		
IV a	1:6	12,8	0,91	19	2,15	2,16	97	94	plastisch
				20	2,16		95		
				21	2,17		90		

Sandgehaltes über die Verhältnisse hinaus, wie sie hier bei Kurve 1 vorliegen, führt an sich schon zu einer Verminderung der Druckfestigkeit des Betons; sie bedingt aber auch zur Erzielung gleicher Betonkonsistenzen die Anwendung einer zunehmenden Wassermenge, wodurch zu einer weiteren Festigkeitsverminderung beigetragen ist.

Ist bei einem Bauwerk für die Methode des Einbringens des Betons eine gewisse Konsistenz, z. B. plastische Konsistenz erforderlich, so kann diese nicht allein durch Erhöhung des Wasserzusatzes gegenüber demjenigen bei erdfeuchtem Beton erzielt werden, sondern, wie vorstehende Versuche zeigen, ohne Erhöhung des Wasserzusatzes durch eine Verminderung des Sandgehaltes innerhalb gewisser Grenzen. Das Problem für die Betonbereitung ist hiernach schließlich das, eine gewisse gewünschte Betonkonsistenz durch Anwendung einer solchen Kornzusammensetzung des Zuschlages zu erreichen, die ein Minimum von Wasser beansprucht. Das ist die Formel, welche die für die jeweilige Konsistenz höchste Festigkeit gewährleistet.

Die Tatsache, daß der Sandgehalt eines Betons sich sehr ausgesprochen in dessen Wasseranspruch zur Erzielung einer bestimmten Konsistenz ausprägt, kann zu einer auf jeder Baustelle leicht anwendbaren Methode zur Bestimmung der Güte irgend eines Kiessandes führen, unter der Voraussetzung, daß dieser Kiessand selbst nicht oder wenig wassersaugend ist. Die Methode würde darin bestehen, daß man den Wasseranspruch des zu beurteilenden Kiessandes vergleicht mit dem Wasseranspruch mineralogisch gleichen Kiessandes jedoch von bekannter Kornzusammensetzung. Diese Wasseransprüche wären zuvor in Tabellen niederzulegen. Die Ausarbeitung einer solchen Methode soll Gegenstand weiterer Laboratoriumsübungen sein.

Festigkeit vermindern den Einfluß des wachsenden Sandgehaltes hat sich hier noch der Einfluß steigenden Wasserzusatzes gesellt, von dem ja durch frühere Untersuchungen nachgewiesen worden ist, daß er die Betonfestigkeit beträchtlich herabdrückt.

Zusammenfassend kann gesagt werden:

Die Versuche beleuchten die Wichtigkeit der Wahl eines richtigen Sandgehaltes beim Beton. Eine Steigerung des

Ago-Ausschuss für die Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure.

Geschäftsstelle: Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99.

Durch Erlaß des Reichsfinanzministers vom 28. 11. 24, N. IV 9643. 24, wird der Stundensatz für Arbeiten nach der Zeit — der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure

vom 1. 7. 23 — von 4,00 M auf 5,00 M erhöht, jedoch unter Beibehaltung des Multiplikators von 0,85, aber mit Rückwirkung ab 1. Oktober 1924.

Den Anträgen des Ago, auch den Multiplikator 0,85 fortfallen zu lassen und die Gebühr für die 1. Stunde wieder auf 20,00 M zu erhöhen, ist nicht stattgegeben worden.

J. F. Paul Richter †.

Am 8. Oktober 1924 erlag im Haag der aus Colditz, Sachsen gebürtige, pensionierte Oberingenieur 1. Klasse der niederländisch-indischen Staatsbahn, Johann Friedrich Paul Richter im Alter von 71 Jahren einer langjährigen Krankheit. Er hat während seiner erfolgreichen Tätigkeit in holländischen Diensten bis 1912 dem deutschen Ingenieur im Auslande durch seine hervorragenden technischen Fähigkeiten, durch seine Begeisterung für den Beruf und den ihm nachgerühmten eisernen Fleiß alle Ehre gemacht und dabei die ihm gebührende ausländische Anerkennung in reichstem Maße gefunden. Er erntete nicht nur in seiner Stellung Lorbeeren; man verehrte ihn und erwieh ihm Ehren. Nicht zuletzt gönnte man ihm, dem Ausländer, einen sorgenlosen Lebensabend, nachdem er sich 1912 infolge des heißen Klimas aus Gesundheitsrücksichten nach Europa zurückziehen mußte. Die holländische Regierung hat ihm wegen seiner hohen Verdienste den Zivilverdienstorden des Niederländischen Löwen verliehen. Unter seinen vielen deutschen und niederländischen Freunden und Berufsgenossen erfreute er sich besonderer Beliebtheit, die ihm sein köstlicher, nie versagender, geistreicher Humor und Mutterwitz eintrug. In der Fachzeitschrift „Der Ingenieur“ 1924, S. 919, hat einer seiner holländischen Kollegen anläßlich seines Todes seiner in aner-

kennendster Weise gedacht und ihm dabei in jeder Beziehung ein Zeugnis ausgestellt, das uns Deutsche mit Stolz erfüllen muß. An der Ausführung der Eisenbahnen in Niederländisch-Indien während der Jahre 1895—1912 hatte Richter hervorragenden Anteil; die vorzügliche Anpassungsfähigkeit an das zum Teil schwierige Gelände bei der Projektierung der Eisenbahnstrassen hat seinen Ruf begründet, der seinen Namen für immer mit den bedeutenden Bahnprojekten durch die Krawangsche Tiefebene nach dem Bandungschen Hochland, mit dem im durchgehenden Gefälle 1:65 liegenden Tunnel durch den Burangrang sowie den Bahnbauten von Cheribon nach Kroja über den Sattel von Slamet und schließlich den Projekten von Süd-Sumatra verbindet. Auch bei den Vorarbeiten für die Erschließung der Wasserkräfte Niederländisch-Indiens hat Richter den Grundstein legen helfen.

In Anerkennung seiner hervorragenden Pionierdienste und seiner Treue zu seinem Vaterlande, die er als deutscher Ingenieur im Auslande bewährte, wurden ihm der Rote Adlerorden und der Albrechtsorden verliehen.

Richter war Studierender der Kgl. Sächs. Polytechnischen Schule in Dresden, die er 1873 als Zwanzigjähriger mit Erfolg verließ. 1876—1877 hat er in Hannover zu den Schülern des Altmeisters Launhardt gezählt.
G. E.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Kesselschmiede für eine Schiffswerft.

Von den Kriegsbauten, die die Ergänzung unserer Rüstungen Lande und zur See erforderlich machte, sei im folgenden eine Kesselschmiede beschrieben, die im Jahre 1918 nach dem Entwurf der Gutehoffnungshütte Oberhausen ausgeführt wurde (Abb. 1). Das Gebäude hat eine Länge von rd 120 m und besteht aus drei

Schiffen von je 25 m Binderstützweite. Im Mittelschiff läuft ein 50 t-Kran, in den Seitenschiffen je ein 15 t-Kran. Die Dacheindeckung besteht aus einer Hohlsteindecke mit aufgelegter Dachpappe. Das Gewicht der Hohlsteindecke beträgt 75 kg/m².

Da aus betriebstechnischen Gründen eine Stützenentfernung von 15 m vorgeschrieben war, mußten Zwischenbinder angeordnet werden, zu deren Aufnahme in jeder Stützenreihe ein Unterzug vorgesehen

war. Dieser Unterzug mußte gleichzeitig mit Hilfe eines unteren und oberen Horizontalträgers die Kranbahnen tragen (s. Abb. 2).

Da auf der Baustelle der tragfähige Baugrund nur mit Pfählen erreichbar war, konnten die Stützen nicht am Fuß eingespannt werden. Es wurde daher in der mittleren Halle ein oberer Windverband vorgesehen, der sich als Träger von Giebel zu Giebel erstreckt und dort sein Auflager hat. Die Säulen stützen sich als Pendelstützen gegen diesen Verband, so daß von den Säulenfüßen keine Einspannungsmomente aufzunehmen sind. Die Verankerungen dienen nur dazu, dem Bauwerk während der Aufstellung bis zum Einbau des oberen Verbandes den nötigen Halt zu geben.

Für die Seiten- und Giebelwände ist Eisenfachwerk vorgesehen. Wegen des schlechten Baugrundes sind die Wände durch besondere Unterzüge abgefangen, die ihre Lasten auf die Hauptfundamente übertragen.

Das Gesamtgewicht des eisernen Hallengerippes beträgt rd. 1200 t. Eine Vergleichsrechnung ergab, daß bei Fortfall des oberen Horizontalträgers und Ausführung von eingespannten Stützenfüßen das Gewicht etwa 6 vH geringer geworden wäre.

Die politische und wirtschaftliche Umwälzung Ende 1918 führte dazu, daß die Aufstellung des Bauwerks nicht beendet wurde. Der Bau wurde später niedergelegt und für andere Zwecke verwandt.

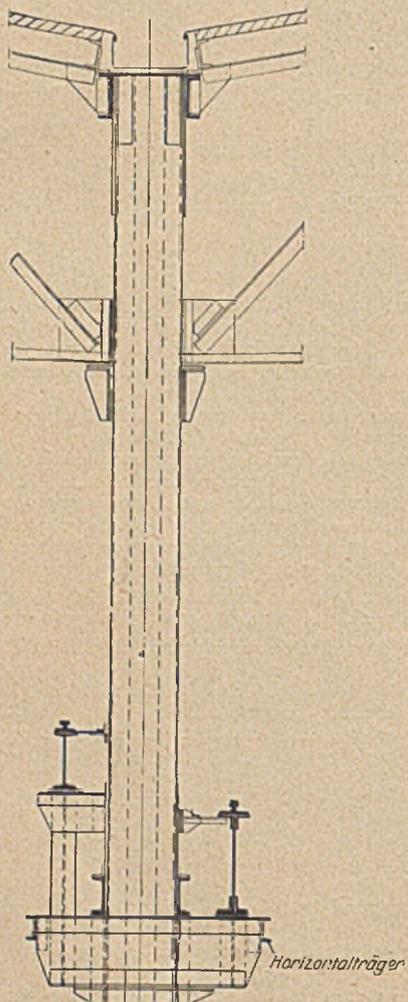
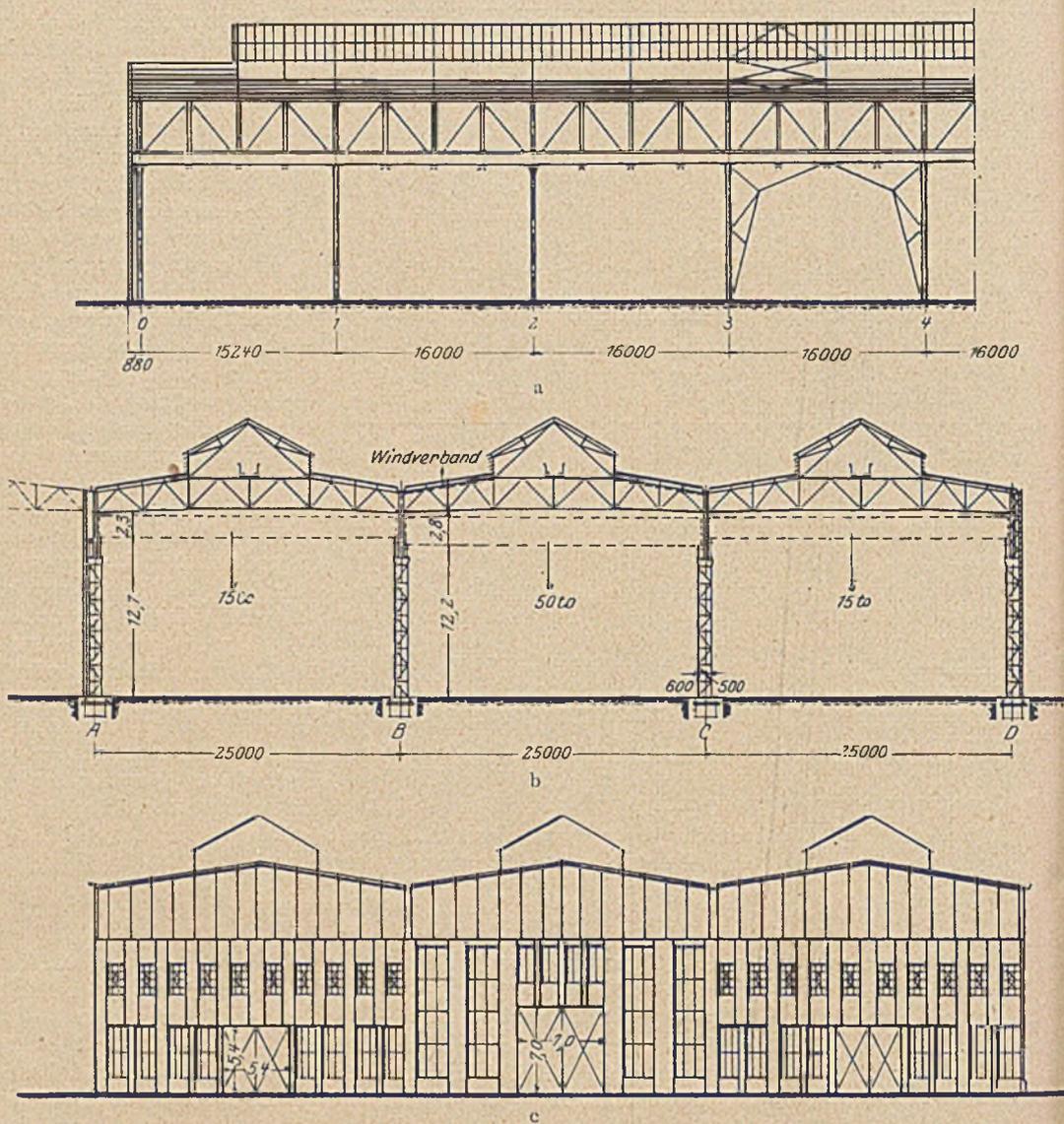


Abb. 1.



c

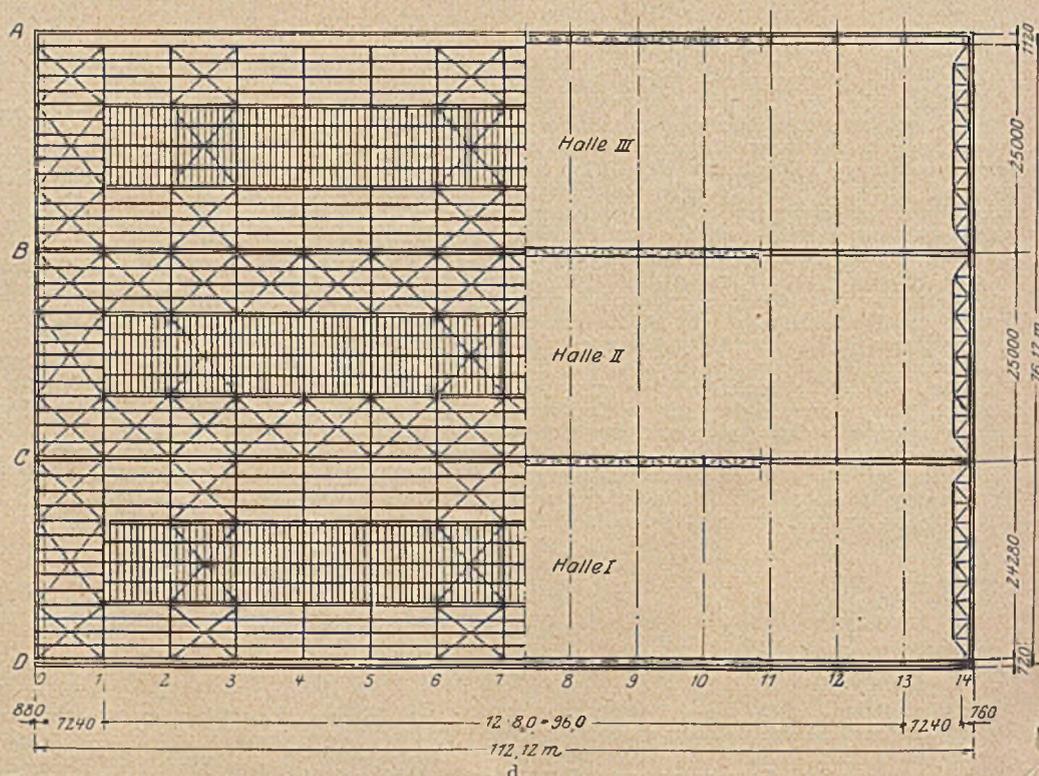


Abb. 2a-d.

Zur Frage einer Gebrauchsformel für Knickung.

In seiner Abhandlung mit obiger Aufschrift in Heft 12 d. Jahrg. hat es Professor Dr.-Ing. Petermann für auffallend gefunden, daß wir, ich, und von meiner Veröffentlichung ausgehend Prof. Dr.-Ing. Gehler und Oberbaurat Dr.-Ing. Kommerell, mit unseren Vorschlägen für die Berechnung flußeiserner Druckstäbe die Ergebnisse der Lichterfelder Versuche nicht abgewartet hätten. Er stellt unter Anerkennung der „sehr großen Vorzüge“ der Gebrauchsformel die Frage: „wozu werden noch Druckversuche gemacht?“

Auf diese Frage wäre zu sagen, daß meine Berechnungsweise in eine Zeit zurückreicht, wo die Eulerformel noch uneingeschränkt in der baupolizeilichen Praxis herrschte, und von der Vornahme solcher Versuche nichts bekannt war. Als die ersten Versuche durchgeführt waren, zeigte es sich, daß erneute Versuche, deren Ergebnisse heute noch ausstehen, notwendig waren, um für das handelsübliche Bauwerkflußeisen übereinstimmendere Ergebnisse zu erzielen, als die ersten Versuche zu age gefördert hatten (s. „Über Knickversuche“ von Dipl.-Ing. Rein im „Bauing.“ 1923 Heft 19/20). Solange die Streckgrenze dieses Eisens je nach der Behandlung während des Walzvorganges eine stark schwankende bleibt, — die Streckgrenze ist nun einmal keine Materialkonstante wie die Zug- und Arbeitsfestigkeit, — habe ich keinen Anstand genommen, mich mit der Knickspannung σ_k an die bewährte, auf zahlreichen, sorgfältigen Versuchen an handelsüblichem Walzeisen beruhende, im größten Teil von Mitteleuropa geltende Tetmajerformel zu halten. Diese Wahl hat den Vorzug, daß sich σ_k auf die einfachste Weise im Gegensatz zu den von Gehler und Kommerell mehr willkürlich angenommenen Parabeln zweiter und dritter Ordnung berechnen läßt, und daß ein einheitlicher im In- und Ausland anerkannter Maßstab für die Knicksicherheit beibehalten bleibt (vergl. Dr.-Ing. F. Bleich „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 1924, S. 102 u. 112 ff.).

Die neuen Versuche dürften nach der Natur des Baustoffes, — weiches Flußeisen, — kaum dazu führen, eine nennenswerte oder gar wesentliche Abweichung von der Tetmajergeraden zu ergeben, es müßten denn weit schärfere Anforderungen als bisher an die Herstellung und Übernahme der Walzeisen gestellt werden. Ob das hüttentechnisch und volkswirtschaftlich rätlich wäre, und ob es sich lohnen würde, die Einhaltung solcher Forderungen durch baupolizeiliche Kontrolle zu sichern, — was bisher unterbleiben konnte, — ist zum mindesten recht fraglich. Sollten aber die neuen Versuche ergeben, daß die Streuung der σ_k Punkte sich ähnlich wie bei v. Tetmajer ergibt, so liegt kein ausreichender Grund für die Abänderung seiner Geraden oder gar für den Ersatz dieser durch irgend eine Kurve vor. Ändert sich aber je die Tetmajergerade im Winkel zur Abszissenachse, so ändern sich nur die Beiwerte α und β meiner Gebrauchsformeln um wenig (s. „Bauing.“ 1923 Heft 24 u. 1924 Heft 11). Meine Berechnungsmethode selbst bleibt nach wie vor in ihrer Einfachheit bestehen. Dasselbe gilt auch, wenn andere Sicherheitsgrade für den elastischen Bereich gewählt werden, als bisher üblich war ($n = 4$ für Druckstäbe).

Nur für den ganz ungewöhnlichen Fall, daß für die „ideelle Knickspannungslinie im unelastischen Knickbereich“ eine Kurve statt einer Geraden gewählt würde, ginge der Vorteil meiner Gebrauchsformel verloren. Ob aber mit einer solch abstrakt richtigen Einstellung von σ_k angesichts all der unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Herstellung und Bearbeitung des Rohstoffes zum Bauwerk der Baupolizei und damit dem Konstrukteur und dem Bauherrn gedient wäre, mag billig bezweifelt werden. Die Preisgabe der Einfachheit der Dimensionierung wäre mit einer praktisch nicht ins Gewicht fallenden Genauigkeit, d. h. mit einem Phantom, erkaufte.

Stuttgart.

F. Moerike.

Meißel- und Stemmhammer.

Von Dipl.-Ing. Dr. Benedict.

Die großen Erfolge bei der Verwendung von Preßluft in Bergbaubetrieben, herrührend aus ihrer Betriebssicherheit und Gefahrlösigkeit und besonders aus den bedeutenden Ersparnissen an Zeit und Arbeitskräften, haben der Preßluft nach Schaffung geeigneter Werkzeuge auch die Einführung in Werkstätten für Eisenkonstruktionen und Maschinenbau und vor allem in Kesselschmieden ermöglicht. Meißel und Stemmhammer sind in allen größeren und fortschrittlichen Betrieben unentbehrliche Hilfsmittel geworden. Das Bedürfnis nach leichtem Gewicht, geringem Umfange und gleichmäßiger, hoher Leistung hat zur Ausbildung verschiedener Steuerungsarten geführt, unter denen sich die Rohrschiebersteuerung am besten bewährt hat; ihre Arbeitsweise¹⁾ wird in den Abb. 1 und 2 an Hand des Schemas eines Niethammers gezeigt und ist kurz folgende:

Durch Niederdrücken des Drückers a wird der Ventilstift b vorgeschoben, das Ventil c geöffnet und die Preßluft strömt durch Schlauchzapfen d, Anschlußstück e und Kanal f in den Ringraum g. Bei der Stellung I (Rückschub des Kolbens) gelangt die Luft durch Kanal h ins Steuergehäuse i, Ringraum k am Rohrschieber l und Bohrung m in den Zylinderraum n und wirft den Kolben o in Pfeilrichtung nach oben. Währenddessen wird der Rohrschieber l

durch die unter Druck befindlichen Ringlöcher p in seiner Stellung gehalten. Während anfangs der obere Zylinderraum q durch Auspuffkanäle r mit der Außenluft in Verbindung steht, findet nach Überfliegen des Auspuffs r durch die obere Kante des Kolbens o in q eine Kompression statt. Die in q gepreßte Luft drückt auf die Ringfläche s des Rohrschiebers l und schiebt diesen nach unten, sobald die Kompression dafür ausreicht (Stellung II). Bei dem nun beginnenden Arbeitshub des Kolbens gelangt die Frischluft aus dem Raume g durch die Bohrung t in den Zylinderraum q und wirft den Kolben nach unten. Die im Raume n unter dem Kolben befindliche Luft kann anfangs durch die Auspuffkanäle r

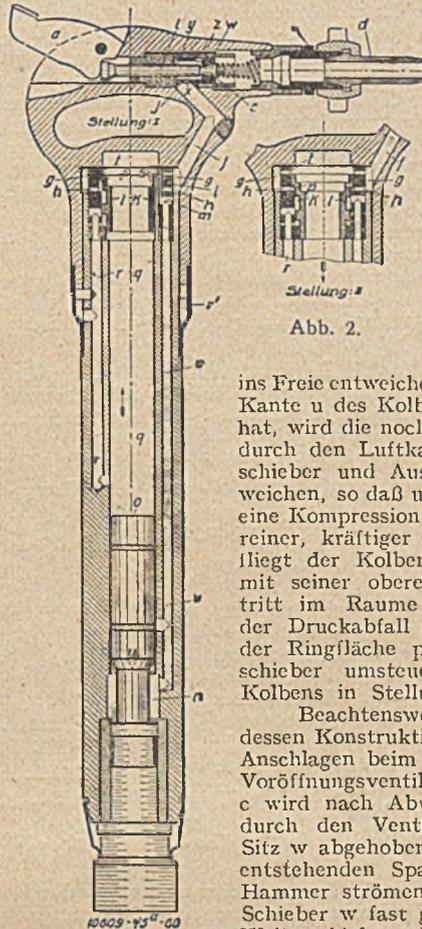


Abb. 1.

Abb. 2.

ins Freie entweichen. Nachdem jedoch die untere Kante u des Kolbens den Auspuff r überflogen hat, wird die noch im Raume n befindliche Luft durch den Luftkanal v, Ringnut k am Rohrschieber und Ausströmkanal r ins Freie entweichen, so daß unter dem Kolben im Raume n eine Kompression nicht entstehen kann und ein reiner, kräftiger Schlag erzielt wird. Überfliegt der Kolben auf seinem weiteren Wege mit seiner oberen Kante den Auspuff r, so tritt im Raume q eine Entlastung ein, bis der Druckabfall so groß wird, daß der auf der Ringfläche p ruhende Druck den Rohrschieber umsteuert und der Rückhub des Kolbens in Stellung I eingeleitet wird.

Beachtenswert ist auch das Einlaßventil, dessen Konstruktion ein langsames und ruhiges Anschlagen beim Nieten durch ein besonderes Voröffnungsventil c ermöglicht. Dieses Ventil c wird nach Abwärtsbewegen des Drückers a durch den Ventilstift b zuerst von seinem Sitz w abgehoben, so daß die Luft durch den entstehenden Spalt und die Bohrung x zum Hammer strömen kann. Hierdurch wird der Schieber w fast ganz entlastet, und erst beim Weiterschieben desselben von seinem Sitz y tritt der Luftstrom durch die Löcher z und gibt dem zylindrischen Teil j des Schiebers die zum Hammer führende Bohrung f frei. Der Auspuff der verbrauchten Luft erfolgt durch eine allseitig einstellbare Auspuffschelle r¹, so daß der Arbeiter durch die austretende Luft nicht belästigt wird.

Die beschriebene Rohrschiebersteuerung gewährleistet ihrer einfachen Bauart wegen einen geringen Luftverbrauch und infolge des verminderten Verschleißes unbedeutende Unterhaltungskosten.

Die Meißelhämmer der Demag werden in 5 verschiedenen Größen hergestellt. Ihr Gewicht, Luftverbrauch und ihre Schlagzahl sind aus der folgenden Zahlentafel ersichtlich.

Modell	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5
Länge des Hammers mm	450	400	340	300	250
Gewicht des Hammers kg	0,75	6,00	5,25	4,75	4,25
Luftverbrauch im m ³ je Minute angesaugte Luft bei 6at Betriebsdruck m ³	0,62	0,60	0,58	0,55	0,50
Schlagzahl des Hammers minutlich	750	950	1200	1600	2000

Die Hämmer M 1 bis M 3 können auch zum Schlagen kleiner Nieten benutzt werden. In diesem Falle werden die Hämmer mit einer entsprechenden Döpperbüchse versehen.

Aus der Praxis des Brückenbaues.

Ergänzungsvorschläge zu den „Vorschriften für Eisenbauwerke“ der Deutschen Reichsbahn.

Von Ingenieur J. Gingerich, Königsberg.

Die neuen Vorschriften zur Berechnung von Eisenbahnbrücken sind 1922 als „vorläufige Fassung“ herausgegeben worden. In den vergangenen zwei Jahren war es nicht möglich, in weitem Maße die Vorschriften auszuprobieren, da die Bautätigkeit der Reichsbahn auf das äußerste eingeschränkt war. Die bisher gemachten Erfahrungen sind zum Teil in mehreren von der Verwaltung herausgegebenen Deckblättern verwertet worden. Im folgenden sollen einige weitere Abänderungs- und Ergänzungsvorschläge mitgeteilt werden.

1) Bauart Demag-Duisburg.

1. Betrifft: Verkehrslasten (Seite 17 und 18.)

Es wäre vorteilhaft, besonders bei Vergleichsrechnungen, wenn die Achsabstände aller Lastenzüge nach einem einheitlichen, geradstelligen Maßsystem geordnet wären. Dies ist jetzt nicht der Fall. Beim Lastenzug N kommen Lastabstände von 1,6, 1,5, 3,0, 3,1 und 4,0 m vor, beim Lastenzug E allein für Lokomotivachsdrücke Abstände von 1,5 und 1,6 m. Einheitlich ist nur das System beim Lastenzug G, stimmt aber nicht mit den beiden anderen Lastenzügen überein. Eine systematische Gruppierung der Lasten unter Beibehaltung der bisherigen Streckenlast für 1 m Gleis dürfte keine unüberwindlichen Schwierigkeiten bereiten. Es kommt für eine Vorschrift nicht so sehr auf eine für alle Fälle doch kaum mögliche genaue Anpassung der Lastenzüge an die bestehenden oder geplanten Fahrzeuge an, als darauf, daß die ungünstigsten Belastungsfälle erfaßt werden und die Rechnung selbst möglichst vereinfacht wird. Die Vorteile einer systematischen Lastanordnung kommen besonders zur Geltung bei der Auswertung von Einflußlinien, wobei man oft gezwungen ist, verschiedene Laststellungen auszuprobieren und bei der Nachprüfung bestehender Brücken nach verschiedenen Lastenzügen, weil dann bei vielen Rechnungen nur die Größe der Last, nicht auch der ganze Ansatz der Rechnung zu ändern ist.

In den alten Vorschriften für die Lastenzüge A und B waren die Lasten nach einem System geordnet, dessen Einheit der Abstand 1,5 m war. Diese Einheit könnte in dem neuen System 1,6 m sein.

2. Betrifft: Wärmeschwankungen (Seite 25).

Um alle Angaben zur Berechnung des Einflusses der Wärmeschwankungen beisammen zu haben, ist zu empfehlen, an dieser Stelle den Ausdehnungskoeffizienten für Eisen mit anzugeben.

3. Betrifft: Seitenstöße der Fahrzeuge (Seite 27).

Augenscheinlich wollen die Vorschriften nur einen Anhaltspunkt für die Querschnittsbestimmung der Stäbe des Schlingerverbandes geben. Sie lassen die Frage offen, ob und inwieweit der Einfluß der Seitenstöße auch auf die Lager oder andere Unterstützungen (Portale) zu untersuchen ist. Dieser Einfluß kann bei Rahmenportalen für ein und mehrere Überbauten sehr erheblich sein. Es ist zu wünschen, daß bei Neuherausgabe der Vorschriften diese Frage geklärt wird.

4. Betrifft: Berechnung der Wechselstäbe und Wechselträger (Seite 33).

Die Vorschriften sehen eine Wechselbeanspruchung entweder durch Normalkräfte oder durch Biegemomente vor, wobei die Spannungen zu errechnen sind nach den Formeln:

$$\sigma = \frac{S_1 + \frac{1}{2} S_2}{F_n} \text{ oder } \sigma = \frac{M_1 + \frac{1}{2} M_2}{W_n}$$

Der Faktor $\frac{1}{2}$ steht immer vor dem zahlenmäßig kleineren Wert der Wechselwirkung, unabhängig von dem Vorzeichen. Diese Formel befriedigt in manchen Fällen nicht, so z. B. wenn einer großen Druckkraft eine kleine positive Gegenkraft gegenübersteht. Ist $-S = 500 \text{ t} + S = 5 \text{ t}$, $F = 450 \text{ cm}^2$ und $F_n = 360 \text{ cm}^2$, so wird nach der Formel:

$$\sigma = \frac{500 + \frac{1}{2} \cdot 5}{360} = 1,396 \text{ t/cm}^2,$$

während bei Vernachlässigung der unbedeutenden Zugkraft wird:

$$\sigma = \frac{500}{450} = 1,111 \text{ t/cm}^2$$

und bei Berücksichtigung der Knickzahl $\omega = 1,17$,

$$\sigma = 1,17 \frac{500}{450} = 1,300 \text{ t/cm}^2,$$

der Querschnitt also schwächer sein könnte. Ein anderes Beispiel: Die Glieder von Rahmenbindern mit Kragarmen, besonders die Stiele, erhalten wechselnde Momente bei gleichzeitig wirkenden wechselnden Normalkräften. Hier versagt die Formel vollständig, und man ist gezwungen, um dem Sinn der Vorschrift gerecht zu werden, für jeden Belastungsfall aus Moment und Normalfall die Spannung zu ermitteln und die so erhaltenen Werte (σ) zu kombinieren, wie folgt:

$$\sigma_1 = \left(\pm \frac{M_1}{W_1} + \frac{S_1}{F_1} \right); \quad \sigma_2 = \left(\pm \frac{M_2}{W_2} + \frac{S_2}{F_2} \right)$$

und $\sigma_{zul} \geq \sigma_1 + \frac{1}{2} \sigma_2$ bzw. $= \sigma_2 + \frac{1}{2} \sigma_1$

dabei sind die ungünstigsten Fälle zusammenzustellen, für W und F sind jene Werte einzusetzen, die dem Vorzeichen der Beanspruchungen entsprechen, also für eine Zugkraft F_n , für eine Druckkraft F; das volle Widerstandsmoment ist nur dann einzusetzen, wenn die Spannung aus negativer Normalkraft jene aus dem Moment überwiegt.

Um allen Fällen zu genügen, müßte die Vorschrift etwa lauten: Für jede Beanspruchung sind nach der allgemeinen Regel die Span-

nungen zu ermitteln. Zu der zahlenmäßig größten Spannung ist ohne Rücksicht auf das Vorzeichen der halbe Wert der größten entgegengesetzt gerichteten Spannung zu addieren. Der so erhaltene Wert darf σ_{zul} nicht überschreiten. Dabei sind bei Ermittlung der σ alle gleichzeitig im selben Sinne wirkenden Beanspruchungen zu vereinigen. Bei Druckspannungen ist die Knickzahl zu berücksichtigen.

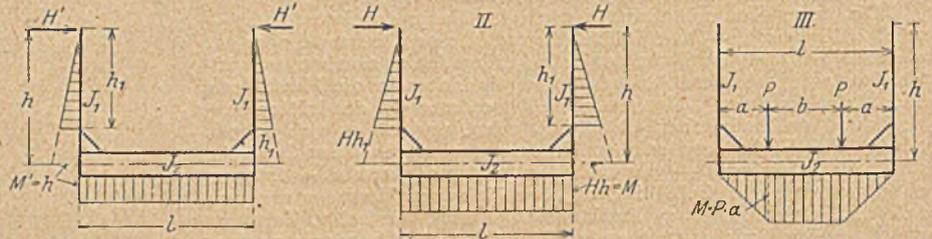
5. Betrifft: Berechnung oben offener Brücken. (Seite 34.)

Während sonst die Vorschriften in weitestem Maße Anleitungen zur Berechnung geben und dadurch die jedesmalige Ableitung von öfter wiederkehrenden Formeln vermeiden lassen, läßt dieser Abschnitt die Hilfe vermissen, die auch dem weniger erfahrenen und mit schwierigen Berechnungen nicht vertrauten Statiker gestatten, einfache Bauwerke richtig zu berechnen. Es wäre zu empfehlen, daß die Vorschriften für den Normalfall einer eingleisigen symmetrischen Trogbrücke die Formel für die Ausbiegung der Pfosten und eventuell auch eine einfache leicht verständliche Ableitung dazu angeben. Eine solche ergibt sich aus der Arbeitsgleichung für $H' = 1 \text{ t}$, am Obergurt, unter dem Einfluß der von den gegebenen Belastungen hervorgerufenen Formänderung des Halbrahmens. Die Gleichung lautet, da die Kraft $H' = 1$ an beiden Pfostenenden angreift:

$$\mathcal{H} = 2 H' f = \int \frac{M M'}{E J} dx$$

Daraus
$$f = \frac{1}{2} \int \frac{M M'}{E J}$$

Darin bedeutet M das Moment aus der gegebenen Belastung, M', das Moment aus $H' = 1$. Die Lösung des Integrals geschieht am einfachsten auf mechanischem Wege, wie nachstehend gezeigt wird.



Vorstehende Skizzen geben die Momentenflächen der verschiedenen Belastungsfälle und die notwendige Bezeichnung für die Rechnungen.

a) Ausbiegung des Pfostens am Obergurt infolge der Seitenkraft H am Obergurt:

Mit Beziehung auf Skizzen I und II wird:

$$f_H = \frac{1}{2} \int \frac{M M'}{E J} dx = 2 \cdot \frac{1}{2} \int_0^{h_1} \frac{M M'}{E J_1} + \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M M'}{E J_2}$$

Das erste Integral erstreckt sich nach den Vorschriften nur über die freie Länge der Pfosten. Es bedeutet den Inhalt einer Pyramide von der Grundfläche $h_1 H h_1 = H h_1^2$ und der Höhe h_1 ; $V_1 = \frac{1}{3} H h_1^3$, das zweite Integral ist der Inhalt eines Prismas von der Länge l und dem Querschnitt $h H h = H h^2$; $V_2 = H h^2 l$.

$$\text{Daher: } f_H = \frac{H h_1^3}{3 E J_1} + \frac{H h^2 l}{2 E J_2} = \frac{H}{6 E} \left(\frac{2 h_1^3}{J_1} + \frac{3 h^2 l}{J_2} \right)$$

b) Ausbiegung des Pfostens infolge der Lasten P auf dem Querträger:

Mit Beziehung auf Skizzen I und III wird:

$$f_P = \frac{1}{2} \int \frac{M M'}{E J} dx = 2 \cdot \frac{1}{2} \int_0^a \frac{M M'}{E J_2} dx + \frac{1}{2} \int_a^b \frac{M M'}{E J_2} dx$$

Die Integration erstreckt sich nur über den Querträger, da die Pfosten durch P kein Moment erhalten. Das erste Integral stellt den Inhalt eines halben Prismas von der Grundfläche $P a h$ und der Länge a, das zweite Integral den Inhalt eines Prismas von der Länge b und dem Querschnitt $P a h$.

$$f_P = \frac{1}{2} \cdot \frac{P a h a}{E J_2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{P a h b}{E J_2} = \frac{P a h (a + b)}{2 E J_2}$$

Wirkt gleichzeitig die Kraft H am Obergurt, so wird

$$f_1 = \frac{P a h (a + b)}{2 E J_2} + \frac{H}{6 E} \left(\frac{2 h_1^3}{J_1} + \frac{3 h^2 l}{J_2} \right),$$

hierbei ist $H = \frac{1}{100}$ der größten Obergurtspannung einzusetzen, während in die Formel für

$$f_2 = \frac{H}{6 E} \left(\frac{2 h_1^3}{J_1} + \frac{3 h^2 l}{J_2} \right)$$

$H = \frac{1}{200}$ in entgegengesetzter Richtung, nach außen gerichtet, einzusetzen ist. Bei den Kräften H und P ist die Stoßziffer zu berücksichtigen, die der Stützweite des Traggliedes entspricht, an dem

sie angreifen. Die Stoßziffer wird also für beide im allgemeinen verschieden sein.

Es sei noch bemerkt, daß sich für die Durchbiegungen der Hauptträger (Seite 40 der Vorschriften) ähnliche Ableitungen aufstellen lassen.

b) Beanspruchungen der Auflagersteine und Widerlager (Seite 39). Die zulässigen Spannungen bei den Auflagersteinen, im Mauerwerk und bei der Bodenbeanspruchung werden infolge der erhöhten Lasten, vor allem der Bremskraft, bei alten Widerlagern und Pfeilern häufig erheblich überschritten. Trotzdem besteht in den meisten Fällen keine unmittelbare Gefahr, wenn das Bauwerk in gutem Zustande ist, da einerseits der Sicherheitsgrad bei Mauerwerk im allgemeinen ein sehr großer ist, andererseits manche Kräfte, wie z. B. die Bremskräfte, nur vorübergehend auftreten und bis zu ihrer Wirkung

auf das Fundament oder dem Untergrund erst die Trägheit der Masse des Widerlagers zu überwinden haben. Auch die Druckverteilung im Mauerwerk spielt hierbei eine Rolle. Über diese Punkte besteht vielfach große Unsicherheit. Sie sind aber von wesentlicher Bedeutung für die Beurteilung der Frage, ob an bestehenden Widerlagern und Pfeilern Verstärkungen oder selbst Erneuerungen vorzunehmen sind, da diese unverhältnismäßig höhere Kosten verursachen als die Verstärkung eiserner Überbauten. Im allgemeinen dürfte sich die Regel bewähren, das Mauerwerk so lange unberührt zu lassen, bis sich Schäden zeigen, da ein plötzlicher Einsturz derartiger Bauwerke kaum jemals eingetreten ist. Es wäre jedoch gut, wenn die in diesem Punkte gemachten Erfahrungen geprüft und in den Vorschriften verarbeitet würden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Erlaß bezüglich Schornsteine aus Betonkaminsteinen des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt.

In § 20 der Musterbauordnung ist gefordert, daß Schornsteine massiv mit vollen Fugen gemauert herzustellen sind. Da Mauerwerk aus Beton nach § 10 der Musterbauordnung als massiv anzusehen ist, habe ich gegen die allgemeine Verwendung von Betonkaminsteinen zu Schornsteinbauten nichts einzuwenden. Ihre Ausführung unter dem Namen Hohlblocksteine geschieht bereits seit vielen Jahrzehnten in verschiedenen Gegenden im Westen Deutschlands.

An die baupolizeiliche Zulassung derartiger Kaminsteine sind aber folgende Bedingungen zu knüpfen:

Sie müssen aus gutem Material hergestellt werden, ohne brennbare Zuschlagstoffe — wie schlecht ausgebrannte oder nicht gewaschene Kesselschlacken, Sägemehl oder Torf —, und sie dürfen keine senkrecht laufenden Fugen haben. Die wagerechten Vorsatzfugen sind durch Anordnung von ringsumgehenden Falzen zu brechen. Zur besseren Verbindung mit dem anschließenden Mauerwerk ist wenigstens jeder zweite Kaminblockstein an der Stirnfläche mit Verstärkungswulsten zu versehen. Für geschleifte Schornsteine sind Kaminsteine mit geschweiftem Innenquerschnitt zu verwenden.

Die Druckfestigkeit des Betons muß den Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919 (D. II. D.) entsprechen. Die Wandstärke der Betonkaminsteine soll bei rechteckigem und rundem Innenquerschnitt nicht weniger als 7 cm betragen. Für Kleinhäuser genügt bei rundem Innenquerschnitt und bei anerkannt zuverlässigen Fabrikaten eine Stärke von 5 cm an der schwächsten Stelle.

Bei Verwendung der Betonkaminsteine an Außenwänden ist eine halbsteinstarke Verstärkung aus Beton oder Ziegelsteinen vorzusehen. Für Schornsteine über Dach sollen Kaminsteine aus porösen Stoffen nicht verwendet werden.

Dieser Erlaß ist in der Volkswohlfahrt veröffentlicht.

Preis Ausschreiben

der Deutschen Reichsbahn zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken.

Die bis in die neueste Zeit gebauten Apparate zur Messung und Aufzeichnung von Schwingungen, die an eisernen Brücken durch dynamische Beanspruchung hervorgerufen werden, entsprechen noch immer nicht den an solche Apparate zu stellenden Anforderungen. Der Grund hierfür liegt einerseits darin, daß die zu messenden kleinen Bewegungen (Meßgenauigkeit etwa $\frac{1}{1000}$ mm) stark vergrößert, aber unverzerrt als Diagramme aufgezeichnet werden müssen, andererseits dürfte es darin zu suchen sein, daß die meisten Hersteller solcher Meßgeräte mit der Meßaufgabe und den Begleitumständen nicht genügend vertraut zu sein scheinen.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft veranstaltet daher einen Wettbewerb zur Erlangung von naturgroßen, betriebsfähigen Modellen je eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers, die hinsichtlich des dynamischen Verhaltens der eisernen Brücken richtige Angaben machen. Beide Apparate können auch in ein Gerät vereinigt werden, so daß gewissermaßen ein Universalapparat entstände, mit dem sowohl Schwingungen als auch Spannungen gemessen werden können. Indessen wird auf eine solche Vereinigung kein Wert gelegt, da beide

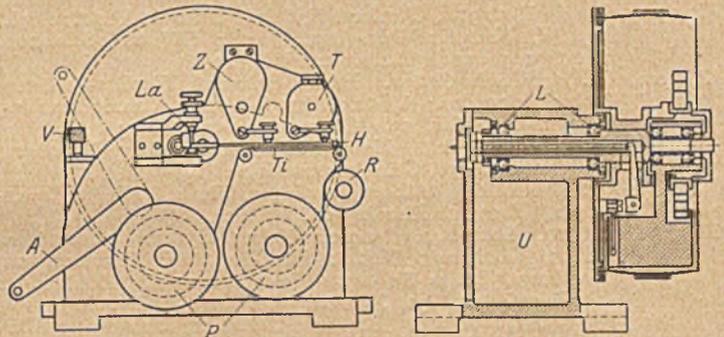
Apparate zugleich gebraucht werden und die Handlichkeit dadurch leiden könnte.

Dem Preisgericht steht eine Summe von 33000 M. zur Verfügung, aus denen für die vom Preisgericht als geeignetste Apparate anerkannten Spannungs- und Schwingungsmesser je 3 Preise ausgesetzt werden.

Die preisgekrönten Apparate bleiben mit allen Rechten Eigentum der Erfinder. Die Apparate sind bis zum 1. Juni 1925 dem Eisenbahnenzentralamt, Berlin, Hallesche Straße 35, mit äußerlich als „Wettbewerb für Spannungs- und Schwingungsmesser für eiserne Brücken“ gekennzeichneten Begleitschreiben einzusenden. Nähere Unterlagen — Literaturnachweise, Zusammensetzung des Preisgerichtes und Höhe der einzelnen Preise, sowie die genaueren Bedingungen — liegen dem Preis Ausschreiben bei.

Berichtigung.

In dem auf S. 608 veröffentlichten Aufsatz „Dynamische Untersuchungen von Brücken“ zeigt Abbildung 2 nicht den vom Verfasser



konstruierten Vibrographen, sondern ein von ihm gebautes Feinmeßgerät, welches auch in der Festschrift zum 70. Geburtstag August Föppls wiedergegeben ist und für rein statische Messungen dient. Der Vibrograph, der zum Aufzeichnen von Erschütterungen (Vibrationen) aller Art dient, ist in vorstehender Abbildung dargestellt.

Dr. Geiger.

Personalien.

Durch Beschluß von Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig, vom 11. November 1924 ist anlässlich des 20 jährigen Bestehens der Technischen Hochschule Danzig die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber auf Antrag der Abteilung für Bauingenieurwesen dem Stadtbaurat Cornelius Kutschke, Königsberg, in Anerkennung seiner Verdienste um die technisch hervorragende Ausgestaltung und die unter besonders schwierigen Verhältnissen erfolgte Fertigstellung des neuen Königsberger Handels- und Industriehafens verliehen worden.

Von der Technischen Hochschule Aachen wurde Herr Direktor Schruff, Vulkan, Duisburg (Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G.), in Anerkennung seiner Verdienste um die wissenschaftliche Erforschung von Hochofenschlacken und deren Verwertung in den letzten 15 Jahren zum Dr.-Ing. e. h. ernannt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 2. Okt. 1924.

Kl. 37 b, Gr. 3. H 95 026. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg i. B. Verbindung der Riegel mit den Stielen bei mehrstieligen hölzernen Masten. 22. X. 23.

Kl. 65 a, Gr. 53. M 82 609. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Vorrichtung zum Schleppen von Schiffen. 24. IX. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 9. Okt. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 28. P 45 824. Julius Pickardt, Mörs, u. Wilhelm Schlotmann, Mörs-Meerbeck. Gleisheber mit fester Zahnstangenstütze. 2. III. 23.

Kl. 81 e, Gr. 31. A 38 594. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Ablagern der Abraummassen mittels Abraumförderbrücke. 7. X. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 16. Okt. 1924.

- Kl. 19 d, Gr. 5. B 111 160. Berliner Actiengesellschaft für Eisengieberei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Hebevorrichtung, insbesondere für Brückenlager. 21. IX. 23.
- Kl. 20 g, Gr. 1. B 113 422. Alfred Bergmann, Butzbach, Hessen. Drehscheibe mit quergeteilter Brücke. 26. III. 24.
- Kl. 20 g, Gr. 3. M 81 885. Meguin A. G., Butzbach, Oberhessen. Schiebebühne mit Hebezeug. 30. VI. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 28. S 66 730. Peter Simon, Bausendorf, Moselbahn. Mechanische Auslösung elektrischer Tastensperren. 5. VIII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 31. D 45 079. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Federpedal an Eisenbahngleisen. 4. III. 24.
- Kl. 37 f, Gr. 3. M 82 064. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Verfahren zum Aufbauen von wasserlosen Gasbehältern. 17. VII. 23.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 81 217. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen. 23. IV. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 13. K 83 943. Max Koch, Weimar, Über dem Kegeltor 4. Stampfmaschine zur Herstellung von Betonkörpern. 9. VI. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 17. F 55 555. Wilhelm Franke, Leipzig-Reudnitz, Gemeindeftr. 32. Verfahren zur Herstellung wasser- und wetterbeständiger Bauteile, Wandverkleidungen usw. 22. II. 24.
- Kl. 80 d, Gr. 1. St 38 106. Hans Hundrieser, Halensee, Joachim-Friedrich-Straße 27, u. Alfred Stapf, Berlin, Lützowstr. 62. Werkzeug für Gesteinsbearbeitung. 23. VI. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 36. D 45 249. Gerhard Dittmann, Hildesheim, Steinbergstr. 95. Verschluss für Auslaßöffnungen von Silos. 1. IV. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 23. Okt. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 8. R 58 918. Fernand Radelet, Brüssel; Vertr.: Dipl. Ing. W. Massohn, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Schienenbefestigung durch Keile. 12. VII. 23.
- Kl. 20 a, Gr. 14. Sch 68 891. Franz Schmied, Teplitz-Schönau, Tschechoslowakei; Vertr.: Alfred Wanke, Charlottenburg, Königin-Luise-Str. 13. Gleissperre. 2. XI. 23.
- Kl. 20 g, Gr. 1. M 85 805. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A. G., Nürnberg. Gelenkdrehscheibe. 26. VII. 24.
- Kl. 20 g, Gr. 8. R 61 664. Albert Renninger, Ulm a. d. D., Wilhelmstraße. Bremsprellbock. 28. VII. 24.
- Kl. 37 c, Gr. 10. K 84 440. Johann Koller, Gyömrö, u. Andreas Koller, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Zimmermann, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Holzschalung für Hohldecken aus Eisenbeton. 30. XII. 22. Ungarn 6. III. 22.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 82 610. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Vorrichtung zum Treideln von Schiffen; Zus. z. Anm. M 81 898. 24. IX. 23.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 558. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Vorrichtung, um Schiffe durch Schleusen zu schleppen. 24. IX. 23.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 559. Arthur H. Müller, Blankenese. Anlage zum Schleppen von Schiffen. 2. VII. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 20. R 60 157. Rhenania Verein Chemischer Fabriken Akt.-Ges., Aachen. Verfahren zur Herstellung von künstlichen Baustoffen. 24. I. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 32. B 111 515. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren und Einrichtung zur Materialbewegung bei Tagebauen. 25. X. 23.
- Kl. 84 a, Gr. 3. K 89 644. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Dichtung für den mittleren Spalt von Doppelschlagtooren bei Schiffahrtsschleusen. 19. V. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 2. R 55 499. Ransome Machinery Company (1920) Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. H. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wellspundwand. 1. IV. 22.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 47 565. Max Prüß, Essen-Ruhr, Semperstr. 6. Schlammausläßvorrichtung für besonders zur Abwasserreinigung dienende Schlammbecken, bei welchen der Schlamm durch einen mit einer Brücke verfahrbaren Saugrüssel herausbefördert wird. 23. II. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 6. V 18 967. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Vakuumklargefäß für gashaltiges, im unteren Teil des Gefäßes eintretendes Abwasser. 27. II. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 30. Okt. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 28. B 109 665. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle, Saale. Brückengleisrückmaschine. 14. V. 23.
- Kl. 19 c, Gr. 7. H 95 619. Julius Hartkopf, Bottrop-Essen. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau; Zus. z. Pat. 386 313. 29. XII. 23.
- Kl. 19 d, Gr. 3. F 55 212. Heinrich Fitz, Dresden, Umlandstr. 32. Schwellenlager für eiserne Brücken. 4. I. 24.

- Kl. 19 d, Gr. 3. F 55 232. Heinrich Fitz, Dresden, Umlandstr. 32. Schwellenlagerung für eiserne Brücken; Zus. z. Anm. F 55 212. 8. I. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 34. K 87 152. Heinrich Karl, Jersey-City, New York; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Zugsicherung. 17. IX. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 35. T 28 085. Telefunken Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Vorrichtung zur Übertragung von Signalen auf sich bewegendes Fahrzeuge; Zus. z. Pat. 342 023. 8. IX. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 24. D 45 884. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Verladevorrichtung für Uferbetrieb. 24. VII. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 24. P 47 234. J. Pöhlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Lagergebäude mit Ladeeinrichtung für Häfen. 15. XII. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 31. W 65 999. Joseph Weißmann, Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Abräumen von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. 19. IV. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 3. G 55 410. A. W. Grünberg, Bad Pyrmont. Senk kasten. 12. XII. 21.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 6. Nov. 1924.

- Kl. 19 c, Gr. 1. P 44 642. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Verfahren zum Befestigen von sandigem Boden. 22. VII. 22.
- Kl. 20 i, Gr. 10. W 66 650. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Durch Druckmittel gesteuerte Vorrichtung zur Überwachung des Eisenbahnverkehrs. 18. VII. 24. V. St. Amerika 24. VIII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 11. H 98 356. Hein Lehmann & Co., Akt.-Ges., Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Wasserdichte Einführung der Zungenkontrollstangen in das Gehäuse elektrischer Weichenantriebe. 13. VIII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 19. W 66 239. Jules Wahl, Basel; Vertr.: G. Hirschfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Einrichtung zur selbsttätigen Bedienung einer Eisenbahnschranke durch den fahrenden Zug. 23. V. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 3. D 44 173. Johann Duwe, Königsberg i. Pr., Sedanstraße 5/6. Zerlegbarer Fachwerkträger aus Teilfachwerken. 1. IX. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. D 45 181. Johann Duwe, Königsberg i. Pr., Sedanstraße 5/6. Anschluß der Pfosten an den Gurt bei Trägern; Zus. z. Anm. D 44 173. 24. I. 24.
- Kl. 65 a, Gr. 58. A 38 750. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft Berlin. Verfahren zur Kennlichmachung von Luft- und Schiffsstraßen. 2. XI. 22.
- Kl. 80 a, Gr. 46. A 39 890. Ambi-Arthur Müller Bauten und Industriewerke, Berlin. Unterlagsplatte zur Herstellung von Betonsteinen. 4. V. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 36. B 108 370. Julius Brinkmann, Erkenschwick. In mehrere Bunker eingeteilter Kohlenturm. 9. II. 23.
- Kl. 84 a, Gr. 6. K 89 055. Kraftanlagen-Akt.-Ges., Mannheim. Harke zum Ausräumen von Rechen bei Turbinenanlagen. Klärbecken, Fischteichen u. dgl. 29. III. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 2. Okt. 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 1. 404 170. Johannes Symphorius Berger, Saarbrücken-Türkenstr. 1. Verfahren zum Abdichten von wasserführendem Gebirge beim Schacht- und Grubenbau. 16. I. 23. B 108 014.
- Kl. 5 c, Gr. 4. 401 171. Oskar von Horstig, Saarbrücken, Karcherstraße 10. Nachgiebiger Grubenstempel. 3. XII. 22. H 92 019.
- Kl. 19 d, Gr. 1. 404 002. Louis Charles Dalens, Albi, Frankr.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Bauverfahren für Bogen aus bewehrtem Beton. 17. VII. 21. D 40 033.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 403 932. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zur Hervorbringung von Blinklicht für Eisenbahnsignalanlagen. 20. XI. 23. S 64 366.
- Kl. 37 f, Gr. 7. 404 197. Fausta Baratta, Spezia, Ital.; Vertr.: Dr.-Ing. F. Berg, Pat.-Anw., Mannheim. Sicherheitslagerraum für Sprengstoffe. 15. II. 23. B 108 422.
- Kl. 42 k, Gr. 20. 404 026. Düsseldorfer Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. J. Losenhausen, Düsseldorf-Grafenberg. Materialprüfungsmaschine für Zug-Druckbeanspruchung. 6. III. 23. D 43 305.
- Kl. 65 b, Gr. 1. 404 048. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Längsschiffsaufschleppe. 7. VII. 23. M 81 977.
- Kl. 81 e, Gr. 32. 404 243. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Aufschütten von Halden durch Kabelkrane; Zus. z. Pat. 403 317. 9. II. 24. B 112 658.
- Kl. 84 a, Gr. 4. 403 985. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zur Ausführung von Gießbetonarbeiten. 22. VIII. 22. B 106 146.
- Kl. 84 a, Gr. 6. 403 986. Wayß & Freytag A.-G. Niederlassung Hamburg, Hamburg. Einlaufbauwerke mit Kläranlage. 1. XI. 22. W 62 412.

- Kl. 84 d, Gr. 2. 403 917. Deutsche Werke Akt.-Ges., Berlin-Wilmersdorf, Baggerlöffel. 31. VIII. 21. D 41 315.
Kl. 85 c, Gr. 6. 404 067. E. Posseger Abwasser- u. Wasserreinigungs-G. m. b. H., Essen-Bredency. Einrichtung zur Entfernung von Klärschlamm aus Klärbehältern mittels zweier in getrennte Abführungsleitungen führender Saugrüssel. 26. II. 24. P 47 583.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 9. Okt. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 2. 404 474. Max Rüping, Gut Sonnenburg b. Freienwalde a. O. Schwelleneinschlagdübel mit kegeligem Kopf. 5. XI. 19. R 48 794.
Kl. 19 a, Gr. 8. 404 538. Otto Lieder, Dresden, Treitschkestr. 2. Schienenbefestigung. 9. VIII. 23. L 58 434.
Kl. 19 c, Gr. 5. 404 302. Joseph Banks Hilliard, Glasgow, Schottl.; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemcke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Gummipflaster. 20. IV. 22. H 89 544. England 30. V. 21.
Kl. 20 g, Gr. 1. 404 286. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Akt.-Ges., Rheine, Westf. Kegelwalzenlager für den Königsstuhl bei Drehscheiben mit geteilten Hauptträgern. 25. VIII. 23. R 59 235.
Kl. 20 g, Gr. 1. 404 413. Meguin A.-G., Butzbach, Oberhessen. Lauf- radlagerung bei Drehscheiben und Schiebebühnen. 12. XI. 22. M 79 557.
Kl. 20 i, Gr. 27. 404 350. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Zugsanzeiger in Uhrenform. 16. X. 23. S 64 065.
Kl. 20 k, Gr. 10. 404 415. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käferthal. Fahrdrahtweiche für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 18. IX. 23. A 40 706.
Kl. 35 b, Gr. 7. 404 626. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Schutzvorrichtung gegen Herabfallen von Massengut beim Betrieb von Selbstgreifern. 30. VI. 23. B 110 201.
Kl. 37 f, Gr. 7. 404 314. Dr. Karl Lehmann, Duisburg-Ruhrort, Hafenstr. 90. Verfahren zum Richten von unter der Wirkung von Bodensenkungen aus ihrer Lage geratenen Gebäuden; Zus. z. Pat. 375 822. 24. I. 22. L 54 814.
Kl. 80 b, Gr. 18. 404 677. Johan Axel Eriksson, Stockholm; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung eines porösen Baustoffs aus Portlandzement. 17. III. 23. E 29 182.
Kl. 81 e, Gr. 19. 404 468. Hans Waldvogel, Zürich; Vertr.: C. Arndt u. Dr.-Ing. P. Bock, Pat.-Anwälte, Braunschweig. Förder- und Baggermaschine mit Leitorganen für mehrere Schaufeln. 22. XII. 23. W 65 123.
Kl. 81 e, Gr. 32. 404 472. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Bewegen von Fördergut, insbesondere des Abraums bei Tagebauen, durch Kabelbagger. 14. III. 24. B 113 259.
Kl. 84 a, Gr. 3. 404 341. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Selbsttätiger Heber. 31. VIII. 22. H 90 982.
Kl. 84 a, Gr. 3. 404 342. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Selbsttätiger Heber. 24. X. 22. H 91 492.
Kl. 84 a, Gr. 3. 404 398. Huber & Lutz, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur selbsttätigen Einstellung von Wehren. 15. VII. 23. H 94 216.
Kl. 84 a, Gr. 3. 404 523. Eugen Fischer, München, Humboldtstr. 12. Selbsttätige Hubklappe. 15. III. 23. F 53 679.
Kl. 84 a, Gr. 3. 404 524. Eugen Fischer, München, Humboldtstr. 12. Wehrplatte. 4. IX. 23. F 54 641.
Kl. 84 a, Gr. 4. 404 343. Otto Graber, Luzern; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verfahren zur Herstellung von Staumauern. 26. VIII. 21. G 54 645. Schweiz 11. VIII. 21.
Kl. 84 a, Gr. 4. 404 685. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, u. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zur Ausführung von Gießbetonarbeiten bei Tal- sperren, Schleusen usw. mittels Seilbahnen. 16. VIII. 22. B 106 092.
Kl. 84 a, Gr. 5. 404 285. Dipl.-Ing. Karl Schalter, Düsseldorf, Garleß- straße 2. Einrichtung zur Ausleichung des durch Gebirgs- oder Grundwasser erzeugten äußeren Überdrucks auf Wasser- bauten. 27. IV. 23. Sch 67 646.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 16. Okt. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 6. 404 961. Friedrich Rode, Cassel-R., Wolfhager Straße 220. Schienenbefestigung für Arbeitsgruben. 20. II. 23. R 57 869.
Kl. 19 a, Gr. 8. 404 962. Heinrich Michelt, Westerholt, Bez. Münster. Zweiteilige Schienenunterlegplatte. 23. III. 22. M 77 493.
Kl. 19 a, Gr. 24. 404 963. Karl Fr. Klusmeyer, Aplerbeck. Schienen- befestigung bei Kleinbahnen auf Eisenquerswellen. 4. III. 23. K. 85 142.
Kl. 19 d, Gr. 1. 404 964. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 50. Unterführung von Gleisen. 13. II. 24. G 60 670.

- Kl. 20 i, Gr. 35. 405 071. Hans Reichele, Augsburg. Rößlestr. 27. Sicherung für Eisenbahnzüge. 22. II. 24. H 96 195.
Kl. 37 b, Gr. 5. 404 926. Fa. J. Himmelsbach, Freiburg i. B. Blech- lasche zur Stoßdeckung mehrteiler Masten oder Bau- hölzer; Zus. z. Pat. 393 386. 1. III. 24. II 96 284.
Kl. 37 c, Gr. 8. 404 973. Albert Feifel, Schwab. Gmünd. Haltevor- richtung für Schalbretthalter. 23. VII. 21. F 49 789.
Kl. 37 c, Gr. 9. 404 726. Rowland Thomson Wales, New Rochelle, N. Y., V. St. A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Seitliche Haltevorrichtung an Schalungsgerstüpfosten. 3. IX. 21. W 59 313. V. St. Amerika 25. XI. 13.
Kl. 37 c, Gr. 9. 404 974. Paulus Kruijer, Haarlem, Holland; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. G. Bertram, Pat.- Anwälte, Berlin SW 68. Metallene Schalungsplatte. 14. VII. 22. K 82 694. Holland 12. XI. 21.
Kl. 37 c, Gr. 9. 404 975. Enric Lupescu, Frankfurt a. M., Neckar- straße 10. Einschalung der Hohlräume in Mauerwerk aus einseitig offenen Hohlformsteinen; Zus. z. Pat. 399 974. 2. III. 24. L 59 666.
Kl. 37 c, Gr. 9. 404 976. Heinrich Reese, Bordesholm, Holstein. Doppelzwingenartiger Schalbretthalter. 20. X. 21. R 54 203.
Kl. 37 c, Gr. 13. 404 727. Erwin Dietrich, Neukölln, Friedelstr. 44. Vorrichtung zur Verhinderung des Baustoffrückpralls bei Betonspritzen. 16. II. 23. D 43 194.
Kl. 80 b, Gr. 3. 405 051. Max Gensbauer, Kladno, Böhmen; Vertr.: Dr. J. Ephraim, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Nutzbarmachung kalkiger oder toniger Haldenabgänge. 23. I. 23. G 58 347.
Kl. 84 a, Gr. 4. 404 857. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.- Ges., Berlin. Verfahren zum Abdichten von Erddämmen. 3. XI. 22. S 61 244.
Kl. 84 c, Gr. 2. 404 858. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Str. 6. Stampfer nach Pat. 350 481; Zus. z. Pat. 350 481. 22. IV. 22. H 89 561.
Kl. 84 c, Gr. 5. 404 054. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Decke zur Ausführung des Verfahrens zur Her- stellung von Unterwassertunnels; Zus. z. Pat. 315 867. 7. IV. 16. S 45 153.
Kl. 84 d, Gr. 1. 404 753. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Baggergleis- und fördergleisloser Baggerbetrieb. 22. I. 24. G 60 512.
Kl. 84 d, Gr. 2. 404 754. Georg Otto Schneider G. m. b. H., Leipzig. Bagger. 8. VIII. 22. Sch 65 646.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 23. Okt. 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. 405 454. Heinrich Schalke, Wattenscheid. Kapp- schuh. 15. VII. 23. Sch 68 212.
Kl. 19 c, Gr. 11. 405 520. Fried. Krupp Akt.-Ges. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Steinbrecher mit Siebtrommel. 4. II. 23. K 84 835.
Kl. 20 g, Gr. 3. 405 127. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Ver- senkte Schiebebühne. 8. IV. 24. M 84 556.
Kl. 37 d, Gr. 1. 405 405. Norton Company, Worcester, Mass., V. St. A.; Vertr.: Dr. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.- Anwälte, Berlin SW 11. Treppenstufe, Bordschwelle und ähnliche Bauteile aus Beton. 20. V. 20. N 18 815. V. St. Amerika 12. VII. 19.
Kl. 80 a, Gr. 7. 405 205. Bayerisches Berggärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerte, Mün- chen. Verfahren zum Mischen streufähiger, insbesondere zur Herstellung von Beton dienender Stoffe in einem be- stimmten Mischungsverhältnis. 18. I. 23. B 108 060.
Kl. 80 a, Gr. 45. 405 223. Franziscus Cornelius Josephus de Both, Nymwegen, Holland; Vertr.: O. Meinecke, Köln a. Rh., Hohe Str. 145. Verfahren zur Herstellung von Asphalt- platten; Zus. z. Pat. 380 889. 13. XI. 21. B 105 041.
Kl. 80 a, Gr. 46. 405 369. Emile Victor Preuß, Ixelles-les-Bruxelles, Belg.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Formvorrichtung zur Herstellung von Bausteinen aus Beton u. dgl. 16. VII. 22. P 44 604. Belgien 19. VII. 21.
Kl. 80 a, Gr. 46. 405 451. Ambi-Arthur Müller Bauten und In- dustriewerke, Berlin. Vielfache Form zur Herstellung von Beton-Winkelsteinen. 31. III. 22. M 77 220.
Kl. 80 b, Gr. 3. 405 234. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4 a. Verfahren zur Herstellung von Leichtbrandzement; Zus. z. Pat. 359 446. 22. IX. 23. K 87 177.
Kl. 80 b, Gr. 3. 405 235. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Örlinghausen, Lippe. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Pat. 377 098. 11. III. 22. R 55 334.
Kl. 81 e, Gr. 32. 405 171. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. S. Eruebenungspflug. 6. V. 24. C 34 819.
Kl. 81 e, Gr. 32. 405 304. Georg von Hanffstengel, Charlottenburg, Ahornallee 50, u. Dr. Ernst Voigt, Cottbus. Verfahren zum Aufschütten oder Verbreitern von Abraumhalden. 14. X. 21. II 87 352.

- Kl. 84 c, Gr. 2. 405 435. Ed. Züblin & Cie., Staßburg i. E.; Vertr.: Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zur Herstellung von Druckbetonpfählen. 15. III. 21. Z 12 179.
- Kl. 84 c, Gr. 3. 405 437. Aktiengesellschaft für Eisenindustrie u. Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg u. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund. Verfahren zum Absenken von Brunnen unter Wasser mittels eines Schwimmdocks. 2. XII. 20. A 34 469.
- Kl. 85 c, Gr. 3. 405 438. Dorr-Company, New York; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin W 15. Vorrichtung zum Abschaben und Fortschaffen der auf dem Gefäßboden unrunder Absatzbehälter abgesetzten Fettstoffe. 3. II. 24. D 44 869. V. St. Amerika 15. II. 23.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 30. Okt. 1924.
- Kl. 20 i, Gr. 19. 405 790. Joh. Vornhusen, Höltinghausen b. Kloppenberg, Oldbg. Vorrichtung zum selbsttätigen Bedienen der Schranken durch den fahrenden Zug. 20. III. 24. V 19 031.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 405 801. Fritz Nitzsche, Karlsruhe i. B., Eisenlohrstr. 16. Betonfuß für Holzmaße. 8 V. 23. N 22 111.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 405 844. Chemische Fabrik Grünau Landshoff & Meyer Akt.-Ges., Grünau. Verbesserung von Zement und Zementmörtel. 11. II. 23. C 33 157.
- Kl. 81 c, Gr. 32. 405 776. Dipl.-Ing. Georg von Hanffstengel, Charlottenburg, Ahornallee 50, u. Dr. Ernst Voigt, Cottbus. Vorrichtung zum Aufschütten oder Verbreitern von Abraumhalden; Zus. z. Pat. 405 304. 10. II. 22. H 88 634.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 6. Nov. 1924.
- Kl. 5 d, Gr. 9. 406 197. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Bergeversatzmaschinen. 30. XI. 23. I 24 208.
- Kl. 19 a, Gr. 24. 406 031. Wilhelm Kollmeier, Westerholt, Bez. Münster. Schienenstoßverbindung für ruhenden Stoß bei Gruben- und Kleinbahnen. 12. III. 22. K 81 171.
- Kl. 20 k, Gr. 7. 405 913. Embru-Werke A.-G., Rütli-Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl. Ing. Keunecke, Pat.-Anw., Barmen. Schienenstoßverbinder für elektrische Bahnen. 19. X. 23. E 29 956. Schweiz 31. VII. 23.
- Kl. 37 a, Gr. 5. 405 879. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Örlinghausen. Verfahren zur Erzeugung einer Anfangsdruckspannung in der Zugzone von Eisenbetonbauteilen. 21. VIII. 21. L 53 819.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 406 193. Dr. Ing. Viktor Lewe, Berlin, Ufnaustraße 2. Holzverbindung durch Ringdübel. 3. X. 22. L 56 519.
- Kl. 65 b, Gr. 3. 405 899. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga; Vertr.: P. Krainer, Charlottenburg, Techn. Hochschule. Verfahren zum Bergen insbesondere von gesunkenen Schiffen durch Gefrierverfahren. 15. VII. 23. K 86 556.
- Kl. 65 b, Gr. 3. 405 901. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga; Vertr.: P. Krainer, Charlottenburg, Techn. Hochschule. Eishohlkörper. 2. III. 24. K 88 705.
- Kl. 81 e, Gr. 32. 406 009. Adolf Biechert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Anschütten von Halden. 22. XI. 22. B 107 291.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 406 196. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt. Einrichtung zum Ausbringen des Sinkschlammes aus dem an das trichterförmige Ende des Klärraums sich anschließenden Schlammenschacht. 7. III. 22. St 35 512.
- Kl. 85 d, Gr. 2. 406 012. Alfred Mattner, Niklasdorf, Bez. Freywaldau, Tschechoslowakei; Vertr.: Bruno Nöldner, Breslau, Schuhbüchse 78. Wasserversorgungsanlage aus einem Brunnen mit an einen Luftverdichter angeschlossenen Behälter. 19. VII. 23. M 82 080.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Privatgüterwagen auf den deutschen Eisenbahnen. Von Hermann Andersen. Verlag von Gustav Fischer, Jena 1923. 204 S. Preis: brosch. 7,00 M.

Das vorliegende Werk untersucht in überaus klarer Weise die Entwicklung des deutschen Privatgüterwagenwesens. Mit dem plötzlichen Aufblühen der Industrie im Anfange der 70er Jahre vorigen Jahrhunderts trat für die großen rheinischen Unternehmungen das Erfordernis auf, ihre Massentransporte von Kohlen und Erzen in werkeigenen Wagen auf den deutschen Bahnen zu befördern. Der Mangel an bahneigenen Wagen war aber nur vorübergehender Natur. Denn sehr bald konnten die Bahnen wieder allen Anforderungen in der Wagengestellung genügen, so daß die Anzahl der Privatgüterwagen bis zur heutigen Zeit eine beschränkte geblieben ist. Der Grund dafür, daß das Privatgüterwagenwesen von den Bahnen selbst keine Förderung erfuhr, ist darin zu suchen, daß die nicht bahneigenen Wagen viele Leerläufe verursachen und deshalb für den allgemeinen Bahnbetrieb überaus hinderlich sind. Die Privatgüterwagen blieben hauptsächlich nur auf Spezialwagen, insbesondere zur Beförderung von Flüssigkeiten beschränkt.

Der Umfang der Verwendung der Privatgüterwagen auf den deutschen Bahnen wird vom Verfasser auf Grund amtlicher Unterlagen untersucht, wobei an der Hand der Vorschriften über die Zulassung bestimmter Güter, sowie der Bedingungen der Verwaltung für die Einstellung der Privatgüterwagen und der Tarifbestimmungen, deren volkswirtschaftliche Bedeutung eingehende Würdigung findet. Je ein besonderer Anhang behandelt die deutschen Waggonleihanstalten, sowie Zweck und Ziele der 1921 gegründeten Vereinigung der Privatwageninteressenten. Dem Verfasser ist es gelungen, in ebenso übersichtlicher wie eingehender, durch zahlreiche Anführung von Quellen- und Literaturnachweisen vervollständigter Form ein umfassendes Bild zu geben von dem Wesen und der Stellung der Privatgüterwagen im heutigen Verkehrsleben. Deshalb kann das Werk allen denen empfohlen werden, die auf diesem Gebiete Aufschluß suchen, insbesondere auch allen Verkehrstreibenden, die entweder selbst Besitzer von Privatgüterwagen sind, oder genötigt sind, mit den Verhältnissen auf diesem Gebiete in nähere Beziehung zu treten.

Lucas.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. I. Teil, 1. Band. Zweites Kapitel: Bauausführung. Von Prof. Th. Janssen. Fünfte Auflage. Verlag von W. Engelmann, Leipzig 1923. 206 S. Preis: geb. 12 M.

Während die früheren Auflagen des zweiten Kapitels des ersten Bandes des Handbuchs allein die Aufgaben der Bauleitung behandelten, ist bei der Neuauflage vom jetzigen Verfasser entsprechend der neuerzeitlichen Entwicklung des wirtschaftlichen Lebens, das vom Ingenieur das Vertrautsein mit allen Fragen der Bauwirtschaft und Bauverwaltung verlangt, der umfassendere Titel: „Bauausführung“ gewählt worden. Dementsprechend hat auch der Inhalt des Werkes eine vollständige Neubearbeitung und bedeutsame Erweiterung erfahren.

Alle Vorgänge bei der Aufführung größerer Ingenieurbauten werden eingehend erörtert. Von den vorbereitenden Arbeiten ausgehend, die die Genehmigung der Bauentwürfe, Organisation der Bauleitung, Bauerlaubnis, Grunderwerb und die Arbeitspläne umfassen, bespricht der Verfasser die verschiedenen Formen der Bauverdingung und der Bauverträge und deren rechtliche Grundlagen. Die nächsten Abschnitte über die Ausführung der Bauten behandeln die eigentlichen Bauarbeiten und den Baubetrieb, wobei besonders auf das Lohnproblem und die wissenschaftliche Betriebsführung sowie das Rechnungswesen während der Bauausführung näher eingegangen wird. Ergänzt wird der Inhalt des Werkes durch eine in einem Anhang zusammengestellte Anführung der wichtigsten, neueren deutschen Bestimmungen und Verordnungen. Hervorgehoben zu werden verdient die überaus klare Darstellung des Verfassers, die diesem wichtigen Kapitel des Handbuchs, das im Gegensatz zu den übrigen Kapiteln, die die technischen Mittel der Bauausführung zum Gegenstand haben, die wirtschaftliche und verwaltende Tätigkeit des Ingenieurs behandelt, eine besondere Stellung im Rahmen des Gesamtwerkes sichert.

Lucas.

Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. Von Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, Prof. a. d. T. H. Stuttgart. V. vollst. neu bearb. und verm. Aufl. II. Bd., 1. Lieferung mit 223 Textabb. Verlag Konrad Wittwer in Stuttgart. 1924. Geh. M. 9,—.

Der zweite Band des grundlegenden Werkes von Mörsch, der die Anwendung des Eisenbetonbaues auf den verschiedensten Gebieten behandeln soll, wird in der V. Auflage in Lieferungen von je 10 Bg. herausgegeben.

Die erste Lieferung, hervorragend ausgestattet, behandelt zunächst die Herstellung von Bauten in Eisenbeton, die Werkzeichnungen, das Biegen und Verlegen des Eisens, die Schalung, das Mischen und Einbringen des Betons (einschließlich des Gußbetons) und die Behandlung des eingebrachten Betons bis zum Ausschalen. Der nächste Teil ist der Anwendung des Eisenbetons im Hochbau gewidmet. Hier bespricht der Verfasser an der Hand einwandfreier vielgestaltiger Ausführungsbeispiele die gewöhnlichen mehrgeschossigen Hochbauten in ihrem Gesamtaufbau, ihren Decken-, Stützen usw., die verschiedenen Möglichkeiten der Trägeranordnung und -verteilung, die Bewegungs- und Schwindfugen, die Befestigung von Transmissionen. Hieran schließt sich ein Abschnitt über besondere Anwendungen bei ein- und mehrgeschossigen Hochbauten, über erdbebensichere Gebäude usw. Es folgt die Besprechung der Dächer der mehrgeschossigen Hochbauten, der Treppen (mit den zugehörigen statischen Fragen) und der Einspannung von Konsolen im Mauerwerk. Den Abschluß der ersten Lieferung bilden Betrachtungen über die architektonische Wirkung des Verbundbaues bei den mehrgeschossigen Hochbauten.

schossigen Hochbauten und ein Abschnitt Sagedachbauten verschiedenster Form.

Aus vollkommener Beherrschung des Stoffes und jahrzehntelanger praktischer Erfahrung heraus und unter Verwendung erstklassiger Beispiele hat der Verfasser den in der ersten Lieferung behandelten Stoff in mustergültiger Art besprochen, sodaß die Fachwelt den weiteren, hoffentlich in steter Reihenfolge schnell erscheinenden Lieferungen mit besonderem Interesse entgegen sieht.

M. F.

Ponti italiani in cemento armato. (Italienische Eisenbetonbrücken) von Ing. Santarella und E. Miozzi mit einem Vorwort von Prof. A. F. Jorini. Verlag Ulrico Hoepli, Mailand.

Dieses vor kurzem erschienene Werk über italienische Eisenbahnbrücken umfaßt eine sehr lesenswerte Beschreibung über Ausführung, Konstruktion und z. T. auch Berechnungen von 57 Brücken aller Art. In den 90 Tafeln sind Einzelheiten konstruktiver Art neben verschiedenen Schnitten und Ansichten sowie insbesondere sehr gute Leegerüstzeichnungen enthalten.

Man findet in dem Buche neben älteren bewährten Ausführungen neue z. T. noch im Bau befindliche Bauwerke, von den noch seltenen Eisenbahnbrücken und Kanalbrücken bis zu den großen Bogenbrücken u. a. die in der Literatur bekanntgewordene Tiberbrücke von 100 m Spannweite. Besonders erwähnenswert sind verschiedene Balken- und Rahmenbrücken mit Spannweiten bis 25 m und für Belastungen verschiedener Art.

Das Werk würde durch eine Ergänzung über die Erfahrungen und Beobachtungen (besonders die schlechten) sehr gewinnen. Es bleibt aber auch so ein beachtenswertes Sammelwerk, das bestens empfohlen werden kann.

E. P.

Praktische Anleitung zum Kalkbrennen im Hoffmannschen Kalkringofen. Von Richard Burghardt, Ofenbauingenieur und Feuerungstechniker. 36 Seiten mit zahlreichen Abbildungen. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke E. V., Berlin W. Preis 1,60 GM.

Die allgemein verständlich geschriebene Abhandlung führt dem Praktiker an der Hand zahlreicher Abbildungen den ganzen Verlauf des Kalkbrennens im Ringofen von Anbeginn klar umrissen und kurz gefaßt vor Augen und erteilt zugleich Ratschläge zur Abhilfe von Brennstörungen, wie sie sich in Kalkbrennereibetrieben leicht ereignen können.

M. F.

Kalkbeton im Tiefbau. Ein Wegweiser. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke E. V., Berlin W. Preis 0,40 M. Versandkosten 0,05 M.

Das Heft ist etwas eingehender gehalten als der im gleichen Verlag erschienene unten besprochene Wegweiser „Kalkbeton im Hochbau“. Die einzelnen Mischungsmöglichkeiten und Bestandteile des Kalkbetons sind näher erläutert, und die Anwendungsgebiete im Tief- und Ingenieurbau allgemein behandelt. Die Verarbeitung ist besprochen und eine Anzahl der Praxis entnommener Mischungsverhältnisse angegeben. Am Schluß sind die Begriffserklärungen der verschiedenen Kalkarten gegeben und ihre Eigenschaften erläutert. Die kleine Schrift bringt, so kurz sie auch gehalten ist, alles Wichtige über die Verwendung von Kalkbeton im Tiefbau und seine Eigenart. Sie wird jedem Fachmanne von Wert sein, weil sie aus der Kenntnis der praktischen Verwertung heraus verfaßt ist.

M. F.

Kalkbeton im Hochbau. Ein Wegweiser. Verlag des Vereins Deutscher Kalkwerke E. V., Berlin W. Preis 0,30 M. Versandkosten 0,05 M.

Auf acht Seiten ist in knapper Form das Wichtigste über den Kalkbetonhochbau und seine Verwendung im Hochbau zusammengefaßt. Die kleine Schrift behandelt die hier aufgeworfene Frage in durchaus ausreichender und verständlicher Art.

M. F.

Hebezeuge, Hilfsmittel zum Heben fester, flüssiger und gasförmiger Körper. Von (†) Geh. Bergrat Prof. R. Vater. 3. erweiterte Aufl., bearb. von Privatdozent Dr. F. Schmidt. Mit 75 Abb.

im Text. 10.—12. Tausend. (112 S.) kl. 8. (Aus Natur u. Geisteswelt; Sammlung wissenschaftlich-gemeinverständlicher Darstellungen, Bd. 196.) Verlag von B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin 1923. Geb. 1,60 Gm.

Die vorliegende 3. Auflage des Werkchens enthält gegenüber der zweiten einige Ergänzungen und Erweiterungen; auf Wunsch der Fachpresse ist ein kurzer Abschnitt „Bremsen“ eingefügt, und die „Turbo-Luftmaschinen“ sind ausführlicher behandelt. Ferner sind in den Abschnitt über Pumpen der Hydropulsor und die Humphrey-Gaspumpe aufgenommen.

Nach einer kurzen allgemeinen Einleitung werden behandelt: im Teil A (Heben fester Körper) I. die grundlegenden Hilfsmittel zum Heben, II. die Anwendungen. Teil B (Heben flüssiger Körper) gliedert sich in I. Pumpen mit hin- und hergehendem Kolben, II. Pumpen mit schwingendem und mit umlaufendem Kolben, III. Zentrifugalpumpen, IV. andere Mittel zum Heben von Flüssigkeiten. Teil C (Heben luftförmiger Körper) unterscheidet I. Verdichtungsmaschinen mit hin- und hergehendem Kolben (Zylindergebläse, Kompressoren), II. das Fördern von Luft mittels Maschinen mit rein umlaufender Bewegung (Kapselgebläse, Schleudergebläse [Ventilatoren], Turbogebälde, Turbokompressoren, Schraubventilatoren), III. Luftbewegung durch Strahlwirkung. — Ein Sachregister bildet den Schluß.

Naturgemäß kann ein solches Bändchen entsprechend dem Rahmen und Zweck der „ANUG“-Sammlung nur knappe Abrisse und einfachste Anwendungen bringen. Aber selbst bei Beschränkung auf die grundlegenden Bauarten an Hand einfachster Skizzen und kürzester Berechnungen erscheint mir die gestellte Aufgabe nicht lösbar zu sein. Meines Erachtens würde sich bei einer Neuauflage unbedingt die völlige Trennung des gewaltig umfangreichen Stoffes empfehlen und zwar in 3 Bändchen je etwa vom Umfang des 726. Bändchens „Die Fördermittel“ (für Massengüter). Alsdann würden die Titel vielleicht lauten können: „Hebezeuge“ (für Stückgüter), — „Pumpen“ (und andere Flüssigkeitsförderer), — „Ventilatoren und Kompressoren“ (Luft- und Gasförderer usw.). Dadurch würden die Inhalte den Buchtiteln gerecht. Das ist bei der Sammelbezeichnung „Hebezeuge“ für „Pumpen“ und „Gebälde“ nicht der Fall. Der Titel führt irre. In der vorliegenden Bearbeitung konnte sich der Verfasser bei der Behandlung der drei so wichtigen Gebiete nicht entwickeln. Der Leser ist enttäuscht, weil über „Hebezeuge im eigentlichen Sinne“ nicht viel gebracht wird; der Abschnitt „Kran“ umfaßt rd. 4 Seiten bei 112 S. Gesamtumfang des Buches „Hebezeuge“ (!). Andererseits ist der Leser überrascht, weil er unter dieser Bezeichnung die Behandlung von Pumpen und Gebläsen nicht erwartet.

Wohl gemerkt, dieses meinem persönlichen Empfinden entsprechende Urteil soll kein Vorwurf für den Verfasser sein, vielmehr möchte es eine Anregung für den Verlag geben.

Dresden.

Geheimrat Buhle.

Kraftquellen und Verkehr als bestimmende Faktoren für deutsche Wirtschaftsgebiete. Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Hans Baumann, Regierungsbaurat im Reichsverkehrsministerium. Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin 1923. (Techn.-Wirtsch. Bücherei Heft 24.) Grundpreis: 2 M.

Auf Grund eingehender Untersuchungen der Energiequellen Deutschlands wird im vorliegenden Heft der Vorschlag gemacht, das Reichsgebiet hiernach, unabhängig von seinen politischen Landesgrenzen, in 11 Wirtschaftsgebiete einzuteilen, und sodann an der Hand der Statistik des Eisenbahngüterverkehrs in den Jahren 1913 und 1920 nachgewiesen, daß die so ermittelte Wirtschaftsabgrenzung auch ihrer Verkehrsgestaltung nach zu Recht besteht. Zur Veranschaulichung der Verkehrsbeziehungen der Wirtschaftsgebiete innerhalb ihres Bezirkes, mit den übrigen Gebieten und dem Ausland sind vom Verfasser klare Zeichnungen aufgestellt worden, aus denen insbesondere die vorherrschende Stellung der drei Gebiete Rheinland-Westfalen, Mitteldeutschland und Schlesien hervorgeht, von denen die anderen Bereiche mehr oder weniger abhängig sind.

Das Studium der Schrift sei besonders allen Wirtschaftskreisen angelegentlichst empfohlen.

Luca s.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

Beitragszahlung.

Ein großer Teil der Mitglieder hat leider immer noch nicht den Jahresbeitrag für 1924 entrichtet. Der Beitrag beträgt 6 M., für Herren, die gleichzeitig Mitglied des VDI sind, 4,80 M., für Junioren 2 M. Die Geschäftsstelle ersucht dringend, die Beiträge auf Postscheckkonto 100 329 einzuzahlen. Die Geschäftsstelle gibt auf telefonische oder schriftliche Anfragen gern Auskunft, ob der Beitrag bereits entrichtet ist, falls sich Mitglieder im Zweifel befinden sollten.

Ortsgruppe Brandenburg.

Der Umbau der Eisenbahnbrücken der Berliner Stadtbahn über die Spree am Bahnhof Bellevue.

Am 24. November d. J. hatte die Ortsgruppe durch die Freundlichkeit des Herrn Reg.-Baurats Kuhnke, des Leiters des Baues, Gelegenheit, dem Einschwimmen eines Überbaues der Stadtbahngleise beizuwohnen. Die bisherigen Überbauten der im Jahre 1882 fertiggestellten Brücke mußten, da sie dem neuen Lastenzug N nicht ge-

nügen und sonst konstruktive Mängel aufwies, erneuert werden. Zu diesem Zweck ist eine eingleisige Hilfsbrücke hergestellt worden und zwar durch Verwendung der endgültigen Fachwerkträger. Diese Hilfsbrücke wurde benutzt, um den Fernverkehr, der während der Arbeiten nur eingleisig durchgeführt wurde, aufzunehmen. Durch Überleiten des Verkehrs von den Stadtbahngleisen auf die freigewordenen Ferngleise wurden erstere frei, so daß die zugehörigen Überbauten abgebrochen werden konnten. Während dieser Zeit wurden schon die neuen eisernen Brückentragwerke von 38 m Länge und etwa 100 t Gewicht auf dem Lande am nördlichen Ufer unterhalb der Brückenstelle zusammengebaut, angehoben und auf 4 eiserne auf Schienen fahrbare Wagen gelegt. Der Überbau wurde dann auf Prähme gezogen und mit diesen in die Brückenöffnung eingefahren. Nachdem tags zuvor der auf den Schienenwagen ruhende eiserne Überbau bis an die Uferkante vorgezogen worden war, wurden am 25. November früh 7—8 Uhr das Hinüberziehen des Brückenteiles auf den bereitgelegten beiden Prähmen durchgeführt. Die beiden Prähme waren dicht nebeneinander gelegt und mit Eisenrahmen zu einem Schwimmkörper fest verbunden. Die Verbindungsstrecke zwischen den Prähmen und der Schienenbahn vom Lande wurde durch Träger gebildet, die beiderseits auf Tangentialkipplagen ruhten, damit beim Einsinken der Prähme unter der Last des Überbaues in jeder Lage eine zentrische Stützung gesichert war. Die Höhenlage der Unterstützung auf den Prähmen war so gewählt, daß auch nach Einsinken der Prähme unter der Last die Schienenbahn auf den Prähmen noch höher lag als auf dem Lande, so daß die neue Überbaukonstruktion mittels Seilen und Winden auf die Prähme heraufgezogen werden mußte. Nach Beseitigung der Landverbindung, Unterklotzen der Schienenbahn auf den Prahmgerüsten und Festmachen der Wagen mit dem Überbau an der der gleichmäßigen Schwimmlage der Prähme entsprechenden Unterstützungsstelle, wurden gegen 11,30 Uhr die Prähme mittels Seilen und Winden stromaufwärts um den Strompfeiler herum in die jenseitige Brückenöffnung eingefahren. Das Einfahren dauerte 35 Minuten und das Aufsetzen auf die Auflager des Landwiderlagers und des Strompfeilers nahmen etwa 2 Stunden in Anspruch. Sobald die noch auszuführenden Arbeiten an den eingefahrenen Überbauten fertiggestellt sein werden, wird der Stadtbahnverkehr über die neue Brückenhälfte geführt werden und die bisher benutzten alten Überbauten werden zum Abbruch frei.

Am 5. Novbr. d. J. hielt in der Technischen Hochschule Herr Dipl.-Ing. Bautze von der Siemens-Bauunion einen Vortrag über die Unterfangungen von Gebäuden. An Hand einer Reihe von Lichtbildern und Schaufzeichnungen wies der Vortragende nach, daß es sich auch bei diesem Vortragsthema um ein hochentwickeltes Sondergebiet der Baukunst handle, das — geboren aus dem weltstädtischen Untergrundbahnbau — heute bereits von der einfachsten Abstützung einzelner Hausmauern hinüberführe zu dem nachträglichen Einbau mehrgeschossiger, tief ins Grundwasser hineinragender und gegen Grundwasser gedichteter Tiefkeller.

Schon der Bau der älteren Stammstrecken erforderte eine Reihe schwierigster Unterfangungen, von denen der Vortragende u. a. die Durchbrechung des Hauses Donnewitzstr. 22, die Tieferführung der Stadtbahn Pfeiler am Zoo sowie der Ostfront des Empfangsgebäudes Potsdamer Bahnhof, die Unterfangung der Geschäftshäuser Theysing und Wertheim, sowie des Reichsmarineamtes erwähnte und deren Bauausführung mittels behelfsmäßiger Zwischenlagerungen er an einem Musterbeispiel der Abfangung und Aufhängung der Nord-Ecke des Hauses Tauntzienstraße 19a an der Abzweigung der Wilmersdorfer Strecke von der Weststrecke erläuterte. Im Gegensatz hierzu stellte er als neuere Unterfangungen nach dem Schachtbauverfahren die 5½ m betragende und ohne Betreten der Kellerräume durchgeführte Tieferführung der Straßenfrontfundamente des Hauses Aschinger infolge der Anfahrung durch die Nordsüdbahn in dem vom stärksten Straßenverkehr durchluteten Engpaß der nördlichen Friedrichstraße, ferner die Herstellung eines Eckwiderlagers für den nordöstlichen Rundbau des Zentralhotels, der sich infolge ungenügender Gründung auf den Steilabhang eines südlich der Weidendammer Brücke vorgefundenen Spreekolks gesenkt und von dem übrigen Häuserkomplex abgetrennt hatte. Die Unterkellerung und der Einbau eines gedichteten Heizkellers unter dem neungeschossigen Hochhaus am Knie (Hardenbergstr.) eröffnete eine weitere Reihe aus verschiedenen Gründen und in den verschiedenartigsten Betrieben ausgeführten Unterfangungen, wie den nachträglichen Einbau unterirdischer Maschinenkeller in der Kohlestiftfabrik Gebr. Siemens & Co. in Lichtenberg infolge Umstellung des Fabrikationsbetriebes, die nachträgliche Tiefergründung des großen Kraftwerkes in Siemensstadt infolge Anfaulen der die Fundamentplatte tragenden Holzpfähle aus Anlaß der Absenkung des Wasserspiegels durch die Charlottenburger Wasserwerke, endlich den Einbau eines zweigeschossigen gedichteten Tresorkellers der Züricher Kantonalbank. Als klassisches Beispiel für die Fülle einzelner an den Ingenieur durch den Untergrundbahnbau gestellten Aufgaben und als weitere bedeutsame Ausführung von Gebäudeunterfangungen schilderte der Vortragende zum Schluß

eingehend die Abfangung des Westflügels des Halleschen Tor-Gebäudes. Hier galt es, nach dem Grundsatz, jede Auflagerung von Einzellasten irgendwelcher Art auf den gleichförmig durchlaufenden Tunnel-schlauch zu vermeiden und die Lasten ohne Berührung mit dem Tunnel zu beiden Seiten in das Erdreich abzuführen, eine Gebäudelast von 2600 t auf einem Rost von 6 starken Trägerpaaren abzufangen, diesen Rost auf gewaltigen, 10 m tiefen und 9½ m voneinander entfernten Parallelmauern aufzulagern und zwischen diesen Fundamenten nicht nur den nach dem tiefsten Scheitelzwangspunkt der Bahn unter dem Landwehrkanal hinabführenden Bahntunnel, sondern auch darüber, aber unter den Fundamentträgern den Verbindungstunnel vom Hoch- zum Untergrundbahnsteig hindurchzuführen.

Der Vortragende schloß seine Ausführung mit dem Ausblick, daß ein weiterer Schritt von der Unterfangung zur Bewegung und Versetzung ganzer Gebäude führe und daß hierin auch dem Städtebauer und Verkehrsfachmann ein Mittel in die Hand gegeben sei, die infolge Ausdehnung der Weltstädte unvermeidbar werdende Verbreiterung der Straßen und den Durchbruch geradliniger Straßenzüge durch die Engen des alten Cityteils unter Sicherung und Erhaltung wertvollerer Gebäude zu ermöglichen.

In der regen, sich an den Vortrag anschließenden Aussprache vervollständigte Herr Baurat Bernhard die Ausführungen des Vortragenden durch weitere Lichtbilder über die unter seiner Leitung ausgeführte, bereits oben erwähnte Unterfangung des Geschäftshauses Theysing, Ecke Markgrafenstr./Taubenstr., sowie die schwierige Abfangung bei den Wiederherstellungsarbeiten der Pfeilerfundamente des Straßburger Münsters.

Im Januar und Februar wird voraussichtlich die bereits angekündigte Vortragsreihe im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule Berlin über „Neuerungen im Eisenbau“ stattfinden. Es werden sprechen: 1. Herr Dipl.-Ing. Rein über: „Neuere Versuchsergebnisse im Eisenbau“; 2. Herr Direktor Erlinghagen: „Bemerkungen zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betreffend die Verwendung eines hochwertigen Baustahls“; 3. Herr Oberingenieur Schellewald über: „Neuere Montagethoden im Eisenbau“; 4. Herr Oberingenieur Becher von der M. A. N. über: „Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaus“. — Genauere Zeitpunkte werden noch mitgeteilt werden.

Weiter wird die Ortsgruppe im ersten Vierteljahr 1925 eine Reihe von Vorträgen veranstalten, in denen die „technische und wirtschaftliche Bedeutung der verschiedenen Arten von Verkehrswegen im Rahmen des gesamten Verkehrswesens“ erörtert werden wird. In diesem Zusammenhange wird Herr Ministerialrat Dr.-Ing. Tecklenburg, Berlin, die Hauptbahnen, Herr Oberbaurat Professor Mattern, Berlin, die Wasserstraßen, Herr Professor Helm, Berlin, die Neben- und Kleinbahnen, Herr Oberbaurat Reiner, Berlin, die Überlandstraßen und ein noch zu bestimmender Vortragender die Luftverkehrslinien behandeln. Den Schluß werden zwei Vorträge über die Organisation des Verkehrswesens in besonderen Verkehrsbezirken bilden, das Verkehrswesen im Gebiete des Ruhrkohlenverbandes von Herrn Beigeordneten, Baurat Hausing, Essen, und des Verkehrswesens der Provinz Brandenburg von Herrn Präsidenten Dr.-Ing. Wienecke, Berlin. Auch hierfür werden die genauen Zeitpunkte noch mitgeteilt werden.

Bücherei.

Die Bücherei des Vereines deutscher Ingenieure gestattet den Mitgliedern der G. f. B. gegen Vorzeigung eines Ausweises über die Mitgliedschaft die Benutzung im Rahmen der allgemeinen Benutzungsordnung. Herren, denen anderweitig Büchereien zur Verfügung stehen, z. B. in der Technischen Hochschule, werden dringend gebeten, mit Rücksicht auf die Raumverhältnisse von der Benutzung abzusehen. Es muß dazu bemerkt werden, daß die Bücherei keine Ausleihbücherei, sondern eine sogenannte Präsenzbücherei ist, d. h., daß Bücher und Zeitschriften nicht entliehen werden, sondern in der Bücherei eingesehen werden können. Die Bücherei enthält eine große Anzahl von Büchern auch auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens, ferner die meisten in- und ausländischen Zeitschriften. Sie ist wochentäglich geöffnet von 9—4 Uhr, am Sonnabend von 9—1 Uhr und am Mittwoch bis Freitag von 9—9 Uhr abends.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Am 15. Januar 1925, abends 8 Uhr, findet in Essen der Vortrag des Herrn Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Wayss & Freytag A.-G. Düsseldorf und Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen über „Einige Festigkeits- und beton-technische Fragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttenbetrieb“ im Krupp'schen Restaurant Kaupenhöhe, Oberer Saal, statt