

MODELLVERSUCHE FÜR DIE SCHUSSRINNE DES SHANNON-KRAFTWERKES.

Von Professor Dr. Ludin, Berlin.

Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin Nr. 4.

Übersicht. Die im Auftrag der Siemensfirmen im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin durchgeführten Modellversuche ergaben Aufschlüsse über Energieverzerung, Schwall-, Sunk-, Stoßwellen und Strömungserscheinungen und deren Einwirkung auf die Schifffahrt.

Im Anschluß an die Modellversuche für das Shannon-Wehr, über die im Heft 40, 1927, dieser Zeitschrift berichtet ist, wurden im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin Modellversuche für die Schußrinne des Shannonwerkes durchgeführt¹. Im folgenden sei kurz über die Ergebnisse der Versuche, soweit sie von allgemeinem Interesse sind, berichtet.

Beschreibung der Anlage und Ziel der Versuche.

Der 12,6 km lange Oberwasserkanal des Shannon-Kraftwerkes erweitert sich am unteren Ende zu einem Verteilungs-

wasserkanal mit Kähnen bis zu 150 t betriebene Schifffahrt klarzuliegen und den Weg zur Beseitigung oder Milderung dabei etwa auftretender unerwünschter hydrodynamischer Vorgänge zu zeigen.

Als Modellmaßstab wurde 1 : 50 gewählt.

Zunächst wurde nach dem ursprünglichen Bauentwurf der Siemensfirmen ein Modell hergestellt, das die Bezeichnung „I“ erhielt (vgl. Abb. 1).

Beschreibung des Modells „I“.

Es war vorgesehen, im ersten Ausbau nur Turbine 1, 2 und 3 aufzustellen. Der Unterkanal sollte nur in halber Breite und unmittelbar am Krafthaus so weit ausgehoben werden, daß später noch Turbine 4 ohne weiteres eingebaut werden konnte. Der

Ausbau für Turbine 5 und 6 sollte dagegen vorläufig noch unausgeführt bleiben, so daß zwischen Unterwasser- und Schifffahrtskanal die aus Abbildung 1 ersichtliche Felsinsel stehen blieb.

Am Fuße der Leerschußrinne war ein seitlich durch eine

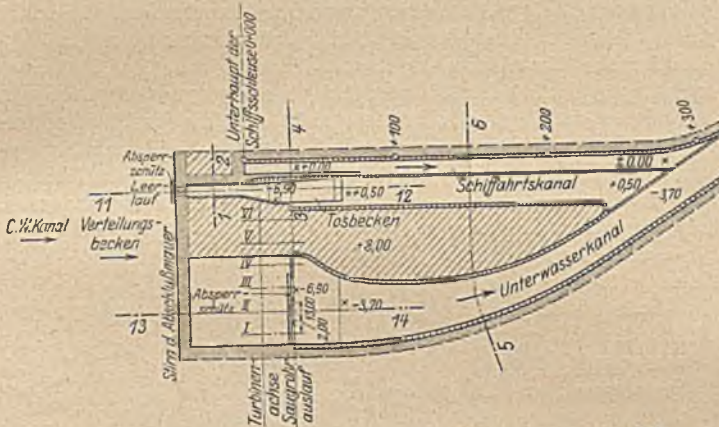


Abb. 1 a. Lageplan des ursprünglichen Bauentwurfes (Modell „I“) Maßstab 1 : 5000.

becken, von dessen Abschlußmauer vorläufig drei, später sechs Druckrohre das Triebwasser den Turbinen zuführen. Neben der sechsten Turbine ist ein Leerschuß angeordnet (vgl. Abb. 1).

Beim Abschluß der Turbinen entsteht im Oberwasserkanal ein Absperrschwall. Um diesen zu dämpfen, wird gleichzeitig mit dem Abstellen der Turbinen der Leerschuß durch automatische Steuerung geöffnet.

Das Ziel der Versuche war, den Abflußvorgang im Leerschuß und in dem daran anschließenden Tosbecken, sowie den Einfluß auf die benachbarten Bauwerke und die im Unter-

¹ Die Durchführung der Versuche erfolgte unter der Leitung des Verfassers durch Herrn Oberingenieur Dr.-Ing. Bundschu. Eine allgemeine Beschreibung des Shannon-Kraftwerkes ist von L. Reichard in *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* 1927, Heft 1, veröffentlicht.

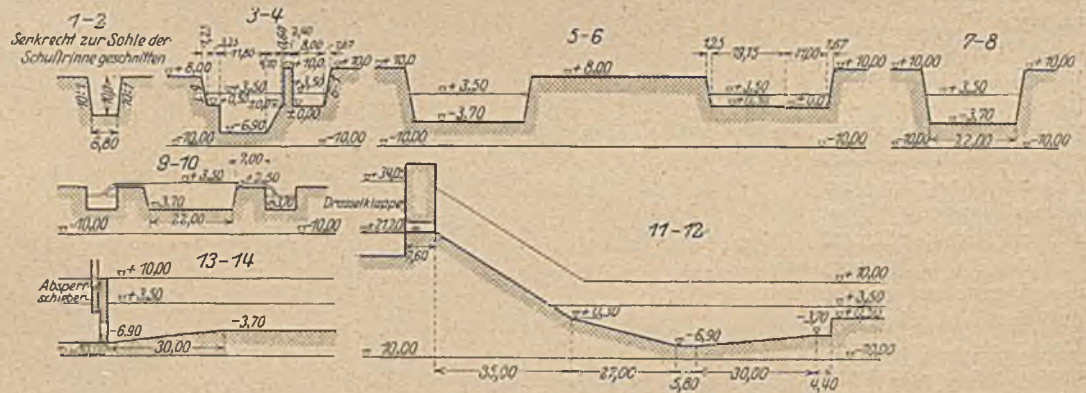


Abb. 1 b. Querschnitte des ursprünglichen Bauentwurfes (Modell „I“) Maßstab 1 : 2000.

Zungenmauer vom Schifffahrtskanal abgetrenntes Tosbecken angeordnet.

Die Beaufschlagung einer Turbine war mit 100 m³/sek angegeben. Die drei Turbinen des vorläufigen Ausbaues ergaben also zusammen eine Wassermenge von 300 m³/sek.

Im Modell wurden die Turbinen nicht dargestellt, sondern nur die Saugrohransläufe. Die Wucht des vom Oberwasser durch eine kleine Hilfsrinne beiströmenden „Turbinenaufschlagwassers“ wurde in einem geräumigen Tosbecken gebrochen,

so daß dieses Wasser nur mit der den natürlichen Verhältnissen entsprechenden Geschwindigkeit aus den Saugrohrausläufen in den Unterkanal austrat. Der Abschluß der Turbinen wurde durch das Schließen eines vor den Saugrohrmündungen angeordneten Schiebers dargestellt.

Als maßgebende kürzeste Schließzeit der Turbinen waren 2 sek angegeben. Demgemäß war der Absperrschieber im Modell entsprechend dem Modellmaßstab 1 : 50 nach bekannter Modellregel in $\frac{2}{\sqrt{50}} = 0,3$ sek abzuschließen.

Gleichzeitig und ebenfalls in 2 sek (im Modell 0,3 sek) soll der Leerlauf geöffnet werden². Die Leerlauföffnung bestand

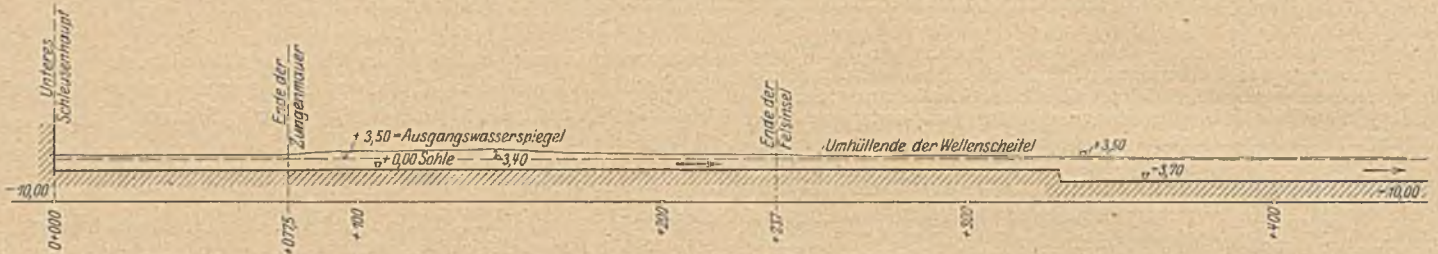


Abb. 2. Maßstab 1 : 2500.

aus zwei kurzen Druckrohren von 2,5 m l. W. mit gleichweiten Drosselklappen als Verschlussorganen.

Das Modell wurde in Ziegelmauerwerk hergestellt und mit der „Stirn der Abschlußmauer“ an das untere Ende der teilweise abgebauten 2 m breiten eisernen Versuchsrinne des Laboratoriums angeschlossen. Der Ablauf (bei Schnitt 9—10 der Abb. 1) wurde durch Ein- und Auflegen von losen Ziegeln reguliert und schloß an das Ende der Rücklaufrinne des Laboratoriums an. Wandungen und Sohle der Gerinne wurden in sorgfältig mit der Kelle geglättetem Zementputz, der einen zweifachen Inertolanstrich erhielt, ausgeführt.

Mit diesem Modell I wurde dann der im folgenden beschriebene Versuch durchgeführt.

Versuch I.

Oberwasserspiegel auf Kote + 34,05, entsprechend dem Oberwasserspiegel des vorläufigen Ausbaus einschließlich der Höhe des noch entstehenden ermäßigten Absperrschalles; Unterwasserspiegel + 3,50, entsprechend dem niedrigsten Unterwasserspiegel, bei dem die Schifffahrt noch möglich ist. Der Leerlauf ist zunächst geschlossen; die Turbinen sind mit 300 m³/sek beaufschlagt. Die Turbinen werden innerhalb 2 sek (im Modell 0,3 sek) abgestellt. Gleichzeitig, ebenfalls innerhalb 2 sek (0,3 sek), werden die Drosselklappen (Q = 118 m³/sek) geöffnet.

Die Durchführung des Versuches ergab, daß im Tosbecken im Dauerbetrieb zwar eine ausreichende Energieverzehrung³ erzielt wurde, daß aber beim Öffnen Schwall- und Stoßwellen auftraten, die so stark waren, daß sich für die Schifffahrt ganz unerträgliche Zustände ergeben hatten.

Die Durchföhrung des Versuches ergab, daß im Tosbecken im Dauerbetrieb zwar eine ausreichende Energieverzehrung³ erzielt wurde, daß aber beim Öffnen Schwall- und Stoßwellen auftraten, die so stark waren, daß sich für die Schifffahrt ganz unerträgliche Zustände ergeben hatten.

² Die Einleitung des Öffnungsvorganges ist im Projekt unmittelbar von den primären elektrischen Vorgängen abhängig gemacht, welche den Abschluß der Turbine hervorrufen. Hierdurch wird jede verzögernde „Reaktionszeit“ ausgeschaltet.

³ „Energieverzehrung“ scheint mir der passendste Ausdruck zu sein, da „Energievernichtung“ dem physikalischen Vorgang nicht gerecht wird, „Energieumwandlung“ aber nicht ausdrucksvoll genug ist.

Beim Öffnen der Drosselklappen schoß die Wassermenge in das vordem ruhende Unterwasser des Tosbeckens und erzeugte eine durch den Schleusenunterkanal fortleitende Welle von bedeutender Höhe. Diese Welle ist ihrer Entstehung nach von zweierlei Natur, nämlich erstens ein Füllschwall, zweitens eine dynamisch erzeugte Stoßwelle. Wäre die Welle nur reiner Füllschwall, d. h. wäre die plötzlich neu zugeführte Wassermenge nicht zugleich mit so hoher kinetischer Energie beladen, so würde sich die Wellenhöhe unschwer durch geeignete Maßnahmen (Ausgleichspeicherbecken mit Drosselwehrauslaß) auf ein erträgliches Maß herabsetzen lassen. Wegen der überwiegend dynamischen Natur des Vorganges (Aufprallen des Schußstrahls

beim Öffnen des Leerschusses auf das ruhende Unterwasser des Tosbeckens) war die Welle hier auf diesem verhältnismäßig einfachen Wege nicht zu beherrschen. Zunächst machte schon ihre Messung Schwierigkeiten, da der Vorgang zu jäh war, als daß er selbst mit den empfindlichen Schwimmpegeln, wie sie bei den endgültigen Versuchen verwendet wurden, aufgezeichnet werden konnte. Man begnügte sich daher mit folgendem Verfahren: Die Kanalwandungen wurden oberhalb des Betriebswasserspiegels mit Frankfurter Schwarz angepudert. Lief nun die Welle entlang, so zeichnete sich deutlich durch die Anfeuchtung des Farbpuders auf der Kanalwand die Umhüllungslinie der Wellenscheitel ab. Auf diese Weise wurde der Verlauf des Wellenscheitels entlang dem linken Ufer aufgenommen. Das Ergebnis ist aus Abb. 2 zu ersehen. Man kann entnehmen, daß die Welle bis zu 3,40 m über den Ausgangswasserspiegel von + 3,50 anstieg. Der Wellenkopf war dabei

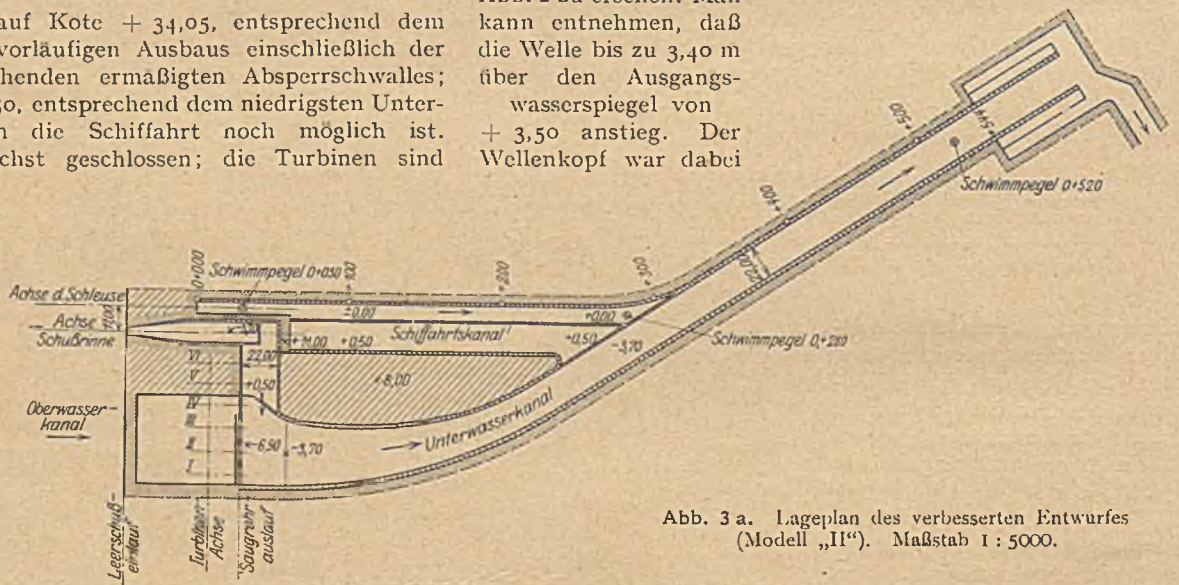


Abb. 3 a. Lageplan des verbesserten Entwurfes (Modell „II“). Maßstab 1 : 5000.

recht steil, teilweise überschlug er sich sogar, so daß die Welle die Form einer Sturzwelle annahm.

Es wurde zunächst (wie oben angedeutet) versucht, durch Einbau von drosselnden Querwänden eine ausgleichende Speicherwirkung für den Füllschwall und zugleich ein Abfangen der Stoßwelle herbeizuföhren. Zu diesem Zweck wurden hinter dem Tosbecken Tauchwände, Grundschwellen, kulissenartig seitlich vorspringende Wände, Wände mit horizontalen und solche mit senkrechten Schlitzn eingebaut. Der Erfolg, wenn auch unverkennbar, befriedigte aber nicht voll. Dazu kam die

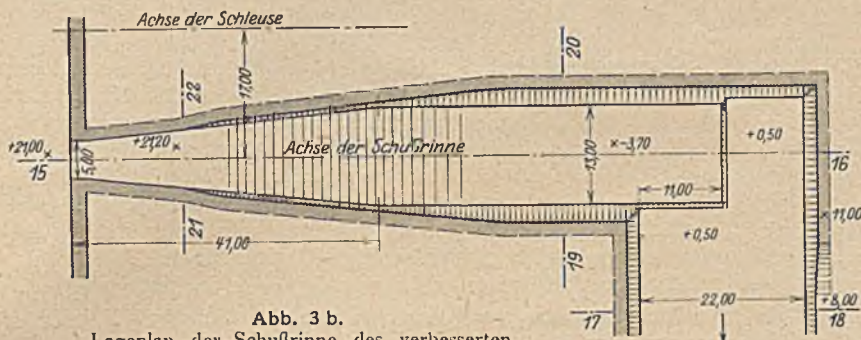


Abb. 3 b.
Lageplan der Schußrinne des verbesserten Entwurfes (Modell „II“). Maßstab 1:1000.

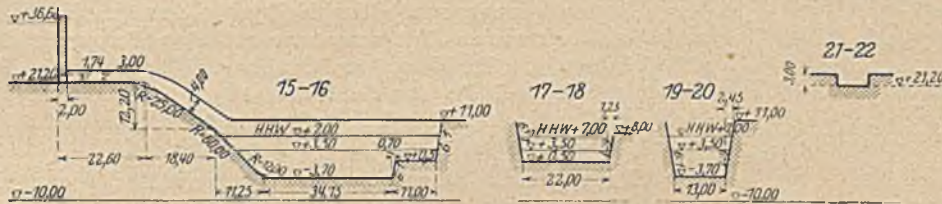


Abb. 3 c. Querschnitte des verbesserten Entwurfes (Modell „II“). Maßstab 1:1000.

Erwägung, daß auch bei weitester Herabdrückung der Wellenhöhe schon der bloße Abfluß von rd. 120 m³/sek in dem verhältnismäßig seichten Schleusenstichkanal unerwünscht hohe Strömungsgeschwindigkeiten und (wegen der einseitigen Einleitung) unliebsame Kreis- und Querströmungen ergeben mußte. Die Lösung beider Schwierigkeiten ergab sich dadurch, daß das Wasser des Leerlaufes

bis die endgültige, allen diesen Anforderungen genügende Form des Modells II gefunden wurde. Das Bestreben blieb darauf gerichtet, mit einfachen konstruktiven Formen, die wiederum die größtmögliche Betriebssicherheit verbürgen, den gestellten Anforderungen gerecht zu werden.

Als großen Nachteil des ursprünglichen Entwurfes (Modell I) ergaben die Versuche, daß bei raschem Öffnen der Drosselklappen die beiden mächtigen aus ihnen hervorschießenden Wasserstrahlen in verhältnismäßig geschlossener Form auf die ruhende Wassermasse im Tosbecken

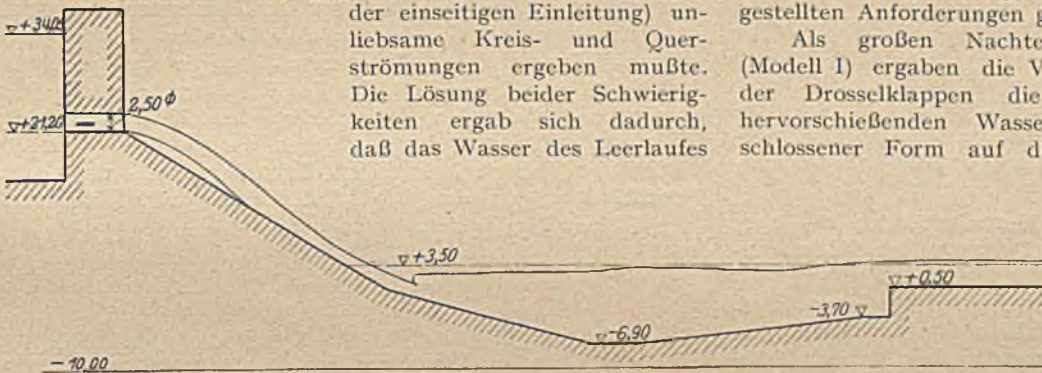


Abb. 4. Längsschnitt durch den Schußstrahl beim ursprünglichen Bauentwurf. Maßstab 1:1000.

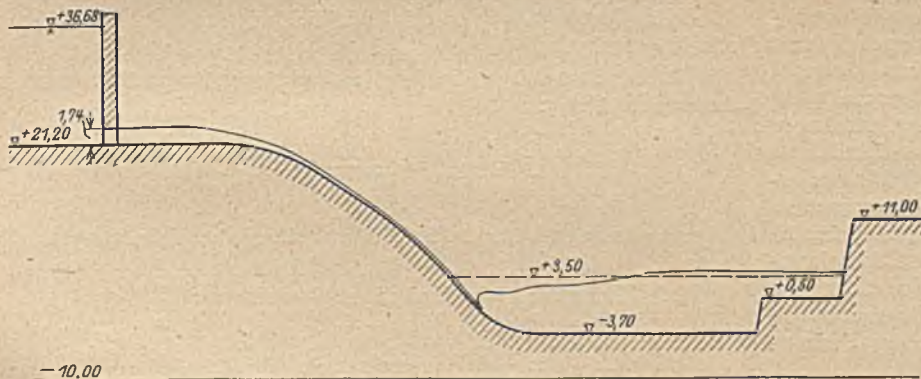


Abb. 5. Längsschnitt durch den Schußstrahl beim verbesserten Entwurf. Maßstab 1:1000.

nicht mehr entlang dem Schifffahrtskanal abgeführt, sondern durch einen Querkanal dem Auslaufbecken der Turbinen zugeführt wurde. Nach vielen Zwischenversuchen wurde auf dieser Grundlage für die endgültigen Versuche ein Modell hergestellt, das befriedigte und das die Bezeichnung „II“ erhielt (siehe Abb. 3).

Die Lösung beider Schwierigkeiten ergab sich dadurch, daß das Wasser des Leerlaufes bis die endgültige, allen diesen Anforderungen genügende Form des Modells II gefunden wurde. Das Bestreben blieb darauf gerichtet, mit einfachen konstruktiven Formen, die wiederum die größtmögliche Betriebssicherheit verbürgen, den gestellten Anforderungen gerecht zu werden. Als großen Nachteil des ursprünglichen Entwurfes (Modell I) ergaben die Versuche, daß bei raschem Öffnen der Drosselklappen die beiden mächtigen aus ihnen hervorschießenden Wasserstrahlen in verhältnismäßig geschlossener Form auf die ruhende Wassermasse im Tosbecken aufprallten (vgl. Abbildung 4). Weiterhin war am ursprünglichen Entwurf ungünstig, daß die Neigung der Schußrinne in ihrem unteren Teil sich verflachte. Dadurch traf der Wasserstrahl eine spitz-keilförmige Wassermasse, die unter dem ersten Anprall einfach weggeschlagen wurde und wesentlich zur starken Ausbildung der „Stoßwelle“ beitrug.

Das Bestreben bei der endgültigen Ausbildung der Schußrinne war daher, den Strahl in möglichst gleicher Stärke über die ganze Rinnenbreite auseinanderzuziehen und ihn möglichst steil in das Tosbecken einzuleiten.

Zahlreiche Zwischenversuche waren nötig, um eine Form zu finden, die den Strahl in der gewünschten Weise auseinanderzieht. Als konstruktiv einfaches und dabei sehr wirksames Mittel wurde das Einschalten einer längeren wagerechten Strecke hinter den Auslaufbecken gefunden. Auf dieser Fläche besorgt das eigene Gewicht des Strahles die gewünschte Auseinanderziehung in die Breite (vgl. Abb. 5).

Der ursprüngliche Entwurf sah als Absperrorgane zwei kreisrunde Drosselklappen mit einem lichten Durchmesser von 2,50 m vor. Außerdem lag noch ein Vorschlag vor, an Stelle der beiden Rohre mit Drosselklappen eine rechteckige Auslaßöffnung mit Sektorschütz einzubauen. Da dieser Vorschlag außer konstruktiven und betriebstechnischen Vorteilen auch

der Forderung eines möglichst in die Breite auseinandergezogenen Strahls entgegenkam, wurde der ursprüngliche Entwurf mit Drosselklappen fallen gelassen und dafür ein Sektorschütz von 5 m Breite und 1,74 m Höhe angeordnet.

Mit einer genügend großen Ausrundung wird die wagerechte Rinnenstrecke hinter dem Absperrschütz, die, wie gesagt, ein Auseinanderziehen des Strahls in die Breite bewirken soll, in die Rinnenneigung übergeführt. Der untere Teil der Schußrinne ist dann noch etwas steiler angezogen, so daß der Strahl möglichst stumpfwinklig auf den Wasserspiegel im Tosbecken auftrifft. Es lag der Gedanke nahe, den Strahl überhaupt frei durch die Luft in das Tosbecken einfallen zu lassen. Aus konstruktiven Gründen wurde jedoch davon Abstand genommen, denn ein frei in das Tosbecken einfallender Strahl griff die Sohle zweifellos mehr an, als es bei der vorgeschlagenen Anordnung der Fall ist.

Außerdem ist bei einem frei in das Tosbecken einfallenden Strahl eine größere Wasserstaubentwicklung zu erwarten, die für den Kraftwerksbetrieb nicht angenehm ist.

Um den Angriff auf die Sohle möglichst abzuschwächen, wurde der Übergang zwischen Schußrinne und Sohle mit einer reichlichen Ausrundung versehen.

Die Sohle der Schußrinne ward auf einer Strecke von 39 m wagerechter Länge von der Breite der Einlauföffnung (5 m) auf diejenige des Tosbeckens (13 m) auseinandergezogen.

Durch zahlreiche Zwischenversuche wurde als ausreichend tiefe Sohlenlage des Tosbeckens eine solche auf Höhe — 3,70 festgestellt.

Das vertiefte Tosbecken wurde bis in die Mitte des rechtwinklig abzweigenden Ablaufkanals vorgezogen. Die dadurch sich ergebende Länge des Tosbeckens genügt, um eine ausreichende Energieverzehrung zu sichern.

Außerdem erreichte man durch die dabei entstehende Tosbeckenform eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Abflusses über den Querschnitt des Abflußkanales und eine möglichst günstig wirkende Reflexion und Interferenz der entstehenden Wellen.

An drei Stellen des Schiffahrtskanals bei km 0 + 030; 0 + 280 und 0 + 520 (der im Modell eingeführten Kilometrierung, deren Nullpunkt am unteren Schleusentor liegt) wurden selbstschreibende Schwimmerpegel aufgestellt. Jeder Pegel bestand aus einem linsenförmigen leichten Glasschwimmkörper, auf den ein Glasstängchen gesteckt wurde. Oben an dem Glasstängchen saß mit Aluminiumklemmer angelenkt ein kleines kapillares Schreibröhrchen, das auf eine Trommel von 93 mm Durchmesser schrieb. Die Trommel drehte sich, durch ein einfaches Federuhrwerk getrieben, in 30 sek einmal um ihre senkrechte Achse. Ein abseits aufgestelltes Sekundenpendel mit Quecksilberkontakt⁴ betätigte gleichzeitig jede Sekunde einmal durch eine Schwachstromleitung die hintereinandergeschalteten Magnetschreibfedern der drei Schreibtrommeln und zeichnete so unabhängig von Gangungenauigkeiten der Uhren einheitliche Zeitmarken. Um eine genaue Aufzeichnung der Wellen zu erreichen, mußte ein möglichst geringes Gewicht des Schwimmers einschließlich des Schwimmerstängchens und der Schreib-einrichtung angestrebt werden. Es gelang, die ganze Schwimm-apparatur mit nur 20 g Gewicht herzustellen. Die Schreiber zeichneten daher auch, wie verschiedene Kontrollversuche ergaben, sehr empfindlich, genau und praktisch ohne Phasenverschiebung auf.

Die gesamte Schwimmeranordnung ist sinngemäß der Anordnung, die Feifel bei seinen Versuchen benutzte und in seiner Broschüre ausführlich beschrieb, nachgebildet (vgl. Feifel, Über die veränderliche, nicht stationäre Strömung in offenen Gerinnen, Forschungsarbeiten, Heft 205, Berlin 1918, VDI-Verlag).

Mit Modell II wurden dann die folgenden Versuche durchgeführt.

⁴ Die Uhren und das Sekundenpendel waren Konstruktionen der Firma Fuess, Steglitz.

Versuch 2.

Oberwasserspiegel auf Kote + 36,68, entsprechend dem Oberwasserspiegel des zweiten Ausbaues einschließlich der Höhe des verbleibenden Absperrschalles; Unterwasserspiegel auf Kote + 3,50, entsprechend dem niedersten Unterwasserspiegel, bei dem die Schifffahrt noch möglich ist. Der Leerlauf ist zunächst geschlossen; die Turbinen sind mit 300 m³/sek beaufschlagt. Die Turbinen werden innerhalb 2 sek (im Modell 0,3 sek) abgestellt. Gleichzeitig ebenfalls innerhalb 2 sek (im Modell 0,3 sek) wird der Leerlauf ($Q = 125 \text{ m}^3/\text{sek}$) geöffnet.

Das Ergebnis des Versuchs ist aus den drei Pegeldiagrammen der Abb. 6 zu erschen.

Beim Abschließen der Turbinen entsteht am Krafthaus zunächst ein Absperrstau, der etwa nach 4,5 (Modell) sek am Pegel 0 + 280 ankommt. (Der Nullpunkt der Zeiteinteilung auf den Diagrammen fällt zusammen mit dem Zeitpunkt des Abschließens der Turbinen bzw. Öffnens des Leerlaufes.) Im Zeitpunkt 8,5 sek ist der Stau am Pegel 0 + 520 und im Zeitpunkt 10,5 sek am Pegel 0 + 030 angelangt. Auf den Stau folgt die Schwall- und Stoßwelle des Leerlaufes.

Der allgemeine Eindruck der Wasseroberfläche war ein durchaus ruhiger und für die Schifffahrt ungefährlicher. Die Wellen waren sehr flach und hoben sich sehr langsam, so daß mit dem bloßen Auge fast keine Unterschiede zu sehen waren.

Eine nähere Diskussion der Pegelganglinien in Abb. 6, 7 und 8 bestätigt diesen Eindruck:

Man kann angenähert die Pegelganglinien als geometrisches Abbild (Spiegelbild) der Wellenprofile ansehen, wobei sich der anzuwendende Längenmaßstab aus der Gleichsetzung von 1 sek im Zeitmaßstab der Ganglinie zu dem Weg des Wellenscheitels in einer Sekunde ergibt. Letzteren Wert (die Wellenschnelligkeit) kann man durch Vergleich der Pegelganglinien der Querschnitte 0 + 280 und 0 + 520 finden. Man liest z. B. für den Tiefpunkt des Staus in den beiden um 520 — 280 = 240 m entfernten Querschnitten einen Zeitunterschied von 3,2 sek (Modell) = $3,2 \sqrt{50} = 22,6$ sek (Wirklichkeit) ab. Dies ergibt eine Wellenschnelligkeit:

$$w = \frac{240}{22,6} = 10,6 \text{ m/sek (Wirklichkeit).}$$

Um die Pegelganglinien in Wellenlängsschnitte umzuwandeln, hat man jetzt 1 sek = 10,6 m zu setzen. Danach kann man die Neigung der Wellenhänge berechnen.

Die Hubzeit des Wellenscheitels liest man ab mit $t = 0,8$ sek (Modell) = $0,8 \sqrt{50} = 5,66$ sek (Wirklichkeit) und die Hubhöhe mit $h = 0,625$ m.

Demnach beträgt die Wellenneigung (angenähert und durchschnittlich):

$$J = \frac{h}{w \cdot t} = \frac{0,625}{10,6 \cdot 5,66} = \frac{1}{96},$$

was als gering und für die Schifffahrt zulässig bezeichnet werden kann.

Die Hubgeschwindigkeit ergibt sich zu:

$$v = \frac{h}{t} = \frac{0,625}{5,66} = 0,11 \text{ m/sek (Wirklichkeit),}$$

ein Wert, der heute in jeder großen neuzeitlichen Kammer-schleuse erreicht oder überschritten wird.

Die Pegelganglinien sind bei sämtlichen Versuchen nur soweit aufgetragen, als mit Sicherheit keine Reflexerscheinungen von dem dem Modellkanal abschließenden Überfall zu erwarten sind.

Die Energie des die Schußrinne herabschießenden Wassers wurde im Tosbecken augenscheinlich in befriedigender Weise verzehrt.

Abb. 6. Pegeldiagramme Versuch 2: „Turbinen werden geschlossen, gleichzeitig wird Leerlauf geöffnet.“

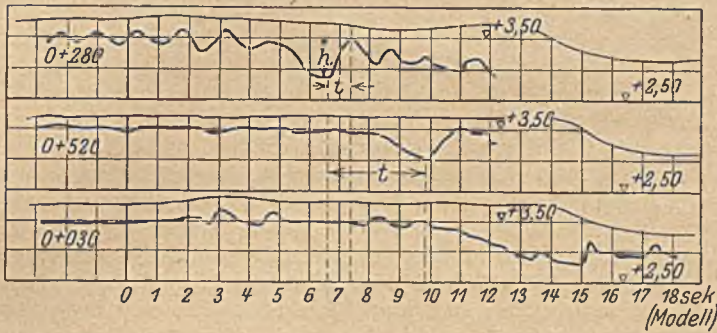


Abb. 7. Pegeldiagramme Versuch 3; „Turbinen sind geöffnet, Leerlauf tritt hinzu.“

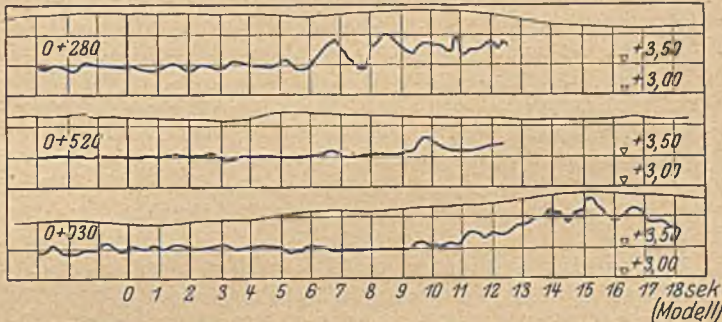


Abb. 8. Pegeldiagramme Versuch 4: „Turbinen sind abgestellt, Leerlauf wird geöffnet.“

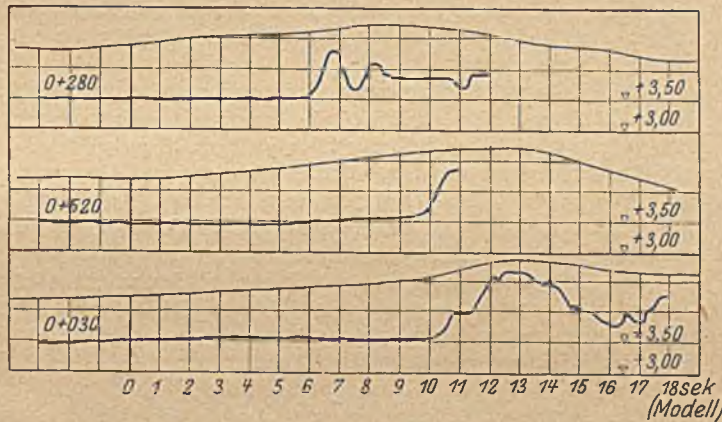
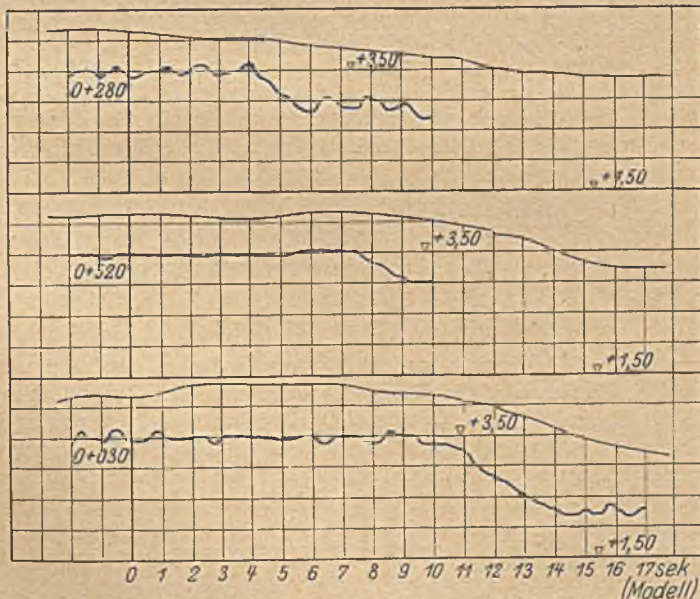


Abb. 9. Pegeldiagramme Versuch 5: „Turbinen werden abgestellt, Leerlauf bleibt geschlossen.“



Versuch 3.

Der Oberwasserspiegel und der Unterwasserspiegel ist derselbe wie bei Versuch 2. Der Leerlauf ist zunächst geschlossen; die Turbinen sind mit 300 m³/sek beaufschlagt. Der Leerlauf ($Q = 125 \text{ m}^3/\text{sek}$) wird innerhalb 2 sek (im Modell — 0,3 sek) geöffnet. Im Gegensatz zu Versuch 2 werden jedoch die mit 300 m³/sek beaufschlagten Turbinen nicht abgestellt, so daß also zu der Turbinenwassermenge noch diejenige des Leerlaufes hinzukommt.

Das Ergebnis des Versuches ist aus den Pegeldiagrammen in Abb. 7 zu ersehen. Man erkennt deutlich, wie in der sechsten Sekunde die vom Öffnen des Leerlaufes herrührende Füllschwall- und Stoßwelle am Pegel 0 + 280 ankommt und wie dann in den folgenden Sekunden der Wasserspiegel sich infolge der vermehrten Wasserführung hebt. Die eingesattelte und verdoppelte Form der Welle ist durch die Reflexion an der Stirnwand des Tosbeckens zu erklären, die eine zweite positive Welle unmittelbar hinter der direkt in den Queranschlußkanal eingetretenen Zweigwelle herlaufen läßt. Durch diese Spaltung der primären Welle im Tosbecken wird die absolute Wellenhöhe verringert. Nach der 9. Sekunde (Modell) kommt der Schwall am Pegel 0 + 520 an und etwa in der 11. Sekunde am Pegel 0 + 030.

Es zeigt sich, daß sich die Wellen am Pegel 0 + 280 und 0 + 520 in ungefährlichen Grenzen halten, daß jedoch die Welle am Pegel 0 + 030 bereits 0,80 m (in Wirklichkeit) hoch wird, was aber als unbedenklich zu bezeichnen ist bei der mittleren Anstiegsgeschwindigkeit von nur etwa 2,5 cm/sek (in Wirklichkeit). Der allgemeine Eindruck des Vorganges war, wenn auch nicht so ruhig wie bei Versuch 2, doch noch als erträglich für die Schifffahrt zu bezeichnen.

Versuch 4.

Oberwasser- und Unterwasserspiegel wiederum derselbe wie bei Versuch 2. Leerlauf und Turbinen sind geschlossen. Im Unterwasser befindet sich also ruhendes Wasser auf Kote + 3,50. Innerhalb 2 sek (im Modell = 0,3 sek) wird der Leerlauf ($Q = 125 \text{ m}^3/\text{sek}$) geöffnet. Die Turbinen bleiben geschlossen.

Das Ergebnis des Versuches ist wiederum aus den Pegelganglinien (Abb. 8) zu ersehen. An allen Pegeln, insbesondere aber am Pegel 0 + 030 entstehen höhere Wellen als vorher. Die Wellen sind zwar auch hier noch sehr flach, so daß der allgemeine Eindruck nicht gerade als gefährlich für die Schifffahrt bezeichnet werden müßte. Durch die erheblich größere Höhe der Hebung (rd. 1,2 m am Schleusenunterhaupt) würde aber die Welle sicher für die Schifffahrt schon recht unbequem sein. Es wird sich daher empfehlen, durch technische oder organisatorische Maßregeln, dafür zu sorgen, daß bei stillstehendem Kraftwerk ein so rasches Öffnen des Leerschusses nicht vorkommen kann.

Versuch 5.

Ober- und Unterwasserspiegel wiederum dieselben wie bei Versuch 2. Der Leerlauf ist und bleibt geschlossen. Die Turbinen sind mit 300 m³/sek beaufschlagt. Die Turbinen werden innerhalb 2 sek (im Modell 0,3 sek) abgestellt.

Ein Vergleich der erhaltenen Pegelganglinien (vgl. Abb. 9) mit denjenigen des Versuches 2 (vgl. Abb. 6) ergibt, daß bei Pegel 0 + 280 und 0 + 520 der auftretende Sunk für beide Versuche annähernd derselbe ist. Bei Pegel 0 + 030 fällt jedoch auf, daß der Sunk des Versuches 5 fast doppelt so groß ist, als derjenige bei Versuch 2. Dies erklärt sich folgendermaßen:

Wenn der Sunk an der Einmündung des Schifffahrtskanals angelangt ist, beginnt das zunächst noch ruhende Wasser des Schifffahrtskanals in den Sunk hineinzuströmen. Während nun bei Versuch 2 diese Strömungsbewegung durch die der Sunkwelle unmittelbar folgende Hebungswelle des Leerlaufes sofort abgedämpft wird, fehlt bei Versuch 5 eine derartige Abdämpfung, und das Wasser des Schifffahrtskanals kommt in starke Strömung dem Unterwasserkanal zu, wie durch aufgestreutes Aluminiumpulver deutlich sichtbar gemacht werden konnte. Ist nun aber einmal die Wassermenge des Schifffahrts-

kanals in Bewegung, so sinkt sie an der Schleuse nicht nur entsprechend dem Sunk im Unterwasserkanal ab, sondern schwingt noch weiter nach unten, so daß der tiefe, aus dem Pegeldiagramm + 0,30 ersichtliche Sunk entsteht. Nach einiger Zeit kann man dann das Zurückschwingen und eine rückläufige Bewegung des Wassers im Schiffahrtskanal beobachten. Kurz darauf macht sich allerdings im Modell die Reflexionswelle vom Kanalende her bemerkbar, die eine Beobachtung weiterhin ausschließt.

Die Pegelganglinien sind daher nur soweit aufgetragen, als mit Sicherheit noch nicht mit Reflexwirkungen des Kanalendes zu rechnen war.

Das wesentliche Ergebnis des Versuches 5 ist daher, daß bei Abstellen der Turbinen (300 m³/sek in 2 sek) ohne gleichzeitiges Zuschalten des Leerschusses an der Schleuse ein Sunk von 1,30 m im Zeitraum von $6\sqrt{50} = \text{rd. } 42$ sek auftritt, und daß während des Sunkvorganges eine heftige Strömung vom Schleusenunterhaupt nach dem Werksunterkanal eintritt.

Außerdem darf nicht außeracht gelassen werden, daß beim Abstellen der Turbinen ohne Zuschalten des Leerschusses ein, wenn auch langsames, Leerlaufen des Kanals bis auf die Spiegelhöhe des Shannon-Flusses an der Ausmündung des Unterwasserkanals eintreten wird, was u. U. ein Aufsitzen der Schiffe im oberen Teil des Unterkanals nach sich ziehen kann. Gleichzeitig ist damit zu rechnen, daß im Oberkanal ein Abschlußschwall von wesentlich größerer Höhe als beim Arbeiten des Leerschusses eintritt. All dieses rechtfertigt den Entschluß, den Leerschuß anzuordnen und seine Betätigungseinrichtung so betriebssicher wie möglich auszugestalten.

Bemerkungen zu den Versuchen.

Die wesentlichste durch die Versuche gefundene Abänderung des ursprünglichen Bauentwurfes besteht darin, daß das Leerlaufwasser nicht mehr entlang dem Schiffahrtskanal, sondern in das Turbinenauslaufbecken abgeleitet wird. Die dabei sich von selbst ergebende zweimalige senkrechte Umlenkung des Leerlaufwassers dämpft die Wellen. In gleicher Richtung wirkt die große Wassermasse und Spiegelfläche des Turbinenauslaufbeckens. Auch bei der Ausbildung des Tosbeckens selbst gelang eine gewisse Dämpfung der Schwall- und Stoßwelle, indem das Tosbecken nur bis in die Mitte des Querablaufkanals (vgl. Abb. 3) vertieft ausgebildet wurde. An der Rückwand der Vertiefung stößt sich das Wasser und fließt dann quellend teils geradeaus, bis es an die Abschlußwand stößt, teils senkrecht abgelenkt in den Ableitungskanal zum Turbinenauslaufbecken. Dadurch wird die Welle in Teilwellen aufgelöst; außerdem wird Wellenenergie in den durch Stöße und Umlenkungen hervorgerufenen turbulenten Wasserbewegungen verzehrt. Zugleich wird durch diese Anordnung eine verhältnismäßig gleichmäßige Verteilung des Abfließvorganges im Queranschlußkanal und Unterkanal erreicht.

Ein weiterer Vorteil der Ableitung des Leerlaufwassers in das Turbinenauslaufbecken ist, daß die Füllschwall- und Stoßwelle des Leerlaufs in den Sunk der Turbinen hineinfällt und dadurch bedeutend gemildert wird, wie die Pegel-

diagramme des Versuches 2 deutlich erkennen lassen. Diese Dämpfung fällt natürlich weg, wenn der Leerlauf geöffnet wird, ohne daß die Turbinen geschlossen werden oder wenn das Leerlaufwasser sich in ruhendes Unterwasser ergießt: Verhältnisse, wie sie den Versuchen 3 und 4 zugrunde lagen. Dabei treten dann auch recht erhebliche Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels auf, wie aus den Pegeldiagrammen der Versuche 3 und 4 zu ersehen ist. Man wird daher verlangen, daß der Leerlauf nur dann rasch geöffnet wird, wenn es unbedingt nötig ist, d. h. wenn die Turbinen rasch schließen.

In allen anderen Fällen wird man die Einrichtung so treffen, daß der Leerlauf nur langsam geöffnet werden kann. Diese Forderung läßt sich mit erprobten Mitteln praktisch erfüllen.

Eine weitere Dämpfung der Stoßwelle wird gegenüber dem ursprünglichen Entwurf dadurch erreicht, daß der Schußstrahl durch geeignete Formgebung der Schußrinne in möglichst gleichmäßig auseinandergezogener Form in das Tosbecken eingeleitet wird.

Bei der Festlegung der Tiefe des Schiffahrtskanals unterhalb der Schleuse ist auf den Absperrunk der Turbinen Rücksicht zu nehmen. Die Kanaltiefe ist so zu bemessen, daß infolge des Sunkes kein Aufsitzen der Schiffe zu befürchten ist.

Man muß sich darüber klar sein, daß, wenn beim Abstellen der Turbinen der Leerlauf geöffnet wird, der Absperrschwall im Oberwasserkanal zwar gedämpft wird, im Unterwasserkanal aber dafür ein Stoß- und Füllschwall entsteht. Es empfiehlt sich daher, die Einrichtung regulierbar auszubilden, so daß auf Grund der tatsächlichen Betriebserfahrungen die günstigsten Verhältnisse eingestellt werden können. Demnach müßte die Schließzeit des Absperrorgans regulierbar ausgebildet werden. Außerdem wird es sich empfehlen, auch die lichte Öffnungsweite des Leerlaufes regulierbar auszubilden oder mit anderen Worten: die Leerlaufwassermenge einstellbar zu machen.

Bei den ursprünglich vorgesehenen Drosselklappen würde diese Forderung konstruktive Schwierigkeiten verursachen. Das jetzt vorgesehene Sektorschütz läßt sie ohne weiteres zu.

Im Tosbecken wird zweifellos eine starke Wasserstaubildung eintreten. Alle Konstruktionsteile in der Gegend des Tosbeckens sind daher so auszubilden, daß sie durch den Wasserstaub nicht beeinträchtigt werden.

Mit Rücksicht auf die möglichen, nicht unerheblichen Senkungen und Hebungen des Wasserspiegels dürfen die Schiffe nicht allzu kurz angebunden werden. Auch ist bei Verladeeinrichtungen und Ähnlichem hierauf Rücksicht zu nehmen. —

Bei der Durchführung dieser, besonders komplizierte Vorgänge behandelnden Versuche zeigten sich die Bedeutung und der Wert von Modellversuchen für die Gestaltung größerer Wasserbauten in besonders eindringlicher Weise. —

Der staatlichen Oberbauleitung der Regierung des Freistaates Irland, den leitenden Ingenieuren der Siemensfirmen und dem Experten des irischen Staates, Professor Meyer-Peter in Zürich, gebührt besonderer Dank für ihre verständnisvolle Teilnahme an der Durchführung und Nutzbarmachung der Versuche.

AUSBAU DES EISENBAHNNETZES AUF DEM PAPIER ODER IN WIRKLICHKEIT.

Von Oberregierungsbaurat Wilhelm Weber, Koblenz.

In Heft 41 der „Verkehrstechnischen Woche“ vom 13. Oktober 1924 veröffentlicht Oberbaurat Rintelen eine interessante Abhandlung über Gütertariffragen. Die Bildung der Frachtsätze für die auf der Eisenbahn zu befördernden Güter wird hier einer scharfen Kritik unterzogen. Die Klasseneinteilung sei bedenklich wegen der zahllosen Ungleichheiten und willkürlichen Annahmen bei der Wertbemessung der Güter. Noch schwerer erscheinen dem Verfasser die Bedenken gegen das Streckenkilometer als Grundlage der Tarifierung,

weil die Selbstkosten auf den verschiedenen Strecken sehr große Unterschiede aufweisen, welchen die Frachtbildung nicht Rechnung trägt. Es ist aber auch nicht angängig, diesem Umstände gerecht zu werden, weil dann die verkehrsarmen Gebirgsgegenden überaus hohe Frachten zahlen müßten, denn dort befinden sich gerade die Bahnen mit den stärksten Neigungen, also den höchsten Selbstkosten für die Güterbeförderung. Eine wissenschaftliche Tarifkilometrierung ist hiernach ganz unmöglich.

Dieses unerfreuliche Ergebnis führt Rintelen zu dem Vorschlag, mit dem bisherigen System der Frachtberechnung zu brechen und die Tarifierung nur auf dem Marktwert des Gutes und der Entfernung in der Luftlinie, dem Luftkilometer, aufzubauen.

Heute gilt das Tonnenkilometer als das von der Eisenbahn verkaufte Erzeugnis. Aber es ist nur ein Halbfabrikat, während der Verfrachter ein Fertigfabrikat kaufen will. Das Gewicht der Ware ist für ihn nur eine unerwünschte Nebeneigenschaft, ihn interessiert nur der Wert der Ware, deren Marktbereich erweitert werden soll. Ebenso ist ihm die Länge des Eisenbahnweges gleichgültig, z. B. Berlin—Köln 588 km, oder welche Umwege die Eisenbahn zufällig noch fährt; er bemißt sein Interesse ausschließlich nach der Luftlinienentfernung, also z. B. Berlin—Köln 500 km. Beim Übergange zu einem solchen Tarifsysteem könnte die Wertbestimmung des Gutes Schwierigkeiten bereiten. Überläßt man sie dem Verfrachter, kann der Wert zu gering angegeben werden. Überläßt man sie der Eisenbahn, sind Willkürlichkeiten und Ungerechtigkeiten möglich. Rintelen hält die Schwierigkeiten für überwindbar. Schon ein Frachtversicherungsmonopol der Eisenbahn würde Wunder wirken. Das Gewicht des Gutes ist nur noch bei mangelhafter Wagenausnutzung von Bedeutung, in welchem Falle ein Zuschlag erhoben wird. Ebenso können Eilgutzuschläge und andererseits Ermäßigungen, die aus wirtschaftlichen, handelspolitischen, sozialen und anderen Gründen notwendig werden, durch einen Berichtigungsfaktor berücksichtigt werden.

Rintelen glaubt, daß der Luftverkehr, der naturgemäß nur nach Luftkilometern tarifieren kann, die Eisenbahnverwaltung zwingen wird, mindestens die Personentarife ebenfalls nach der Luftlinie zu bemessen, und daß von da der Weg zu den Gütertarifen nicht mehr weit sei. Er verspricht sich von dem neuen System Vorteile für die Eisenbahn und für die Volkswirtschaft.

Der Vorteil für die Eisenbahnverwaltung liegt zunächst in der Vereinfachung und größeren Fehlerfreiheit der Tarifberechnung und damit einer Personalersparnis. Der auf jeder Abfertigungsstelle einen Schrank füllende Ballast an Tarifdrucksachen würde verschwinden und einem sehr einfachen Verfahren Platz machen.

Weit größer würde nach Rintelen der volkswirtschaftliche Vorteil sein. Die Zufälligkeiten der Linienführung verschwinden, denn die damit für den einzelnen Verfrachter verbundenen Nachteile werden auf die breiten Schultern der Allgemeinheit abgewälzt. Die Berechnung der Frachten nach Luftlinienentfernungen ergibt ungefähr dieselbe Wirkung wie ein System zahlloser neuer Eisenbahnen, die, in der Luftlinie gedacht, nur auf dem Papier vorhanden sind. Man spart die Baukosten mit ihrem Zinsendienst, belastet aber dafür die Allgemeinheit mit den Betriebskosten für den neuentstehenden Verkehr. Das bedeutet eine Erschließungspolitik allergrößten Stiles nur durch Papierlinien. Es sind dies Tausende von neuen unsichtbaren Zubringern, die neuen Verkehr in die alten Hauptadern strömen lassen. Neue abkürzende Bahnverbindungen würden so spielend auf dem Papier erbaut und jahrelang benutzt werden (d. h. nur für die Tarifierung), so lange, bis der Verkehr sich als stark genug erweist und die Verwaltung selbst aus Ersparnisgründen dazu drängt, den papiernen Bau durch einen wirklichen Bau der Abkürzungslinie zu ersetzen.

Welche Umwälzungen im Verkehr sowie auch der bisherigen Anschauungen bedeutet dies! Man nehme das von Rintelen angeführte Beispiel zweier Orte A und B als Endpunkte zweier Stichbahnen, die von Osten und Westen in einen Gebirgsstock eindringen. Die Landwegentfernung beträgt nur 5 km, der Bahnweg aber 100 km. Nun soll plötzlich die Fracht für Güter von A nach B und umgekehrt von 100 km auf 5 km ermäßigt werden, welches sinnloses Geschenk! Ist es aber nicht ebenso sinnlos, dieselbe Frachtermäßigung durch den Bau einer Eisenbahn mit einem teuren Tunnel zwischen A und B zu ge-

wahren, die vielleicht mehr kostet als in Jahrzehnten die Betriebskosten auf dem 100 km langen Bahnwege ausmachen? Zudem kann die Eisenbahnverwaltung die Güter zwischen A und B mit Landfuhrwerk befördern, wenn sie dabei besser auf ihre Rechnung kommt. In ähnlicher Weise könnte sie, etwa für Güter zwischen Cuxhaven und Brunsbüttel, einen Frachtvertrag mit einem Schiffer abschließen. Diese papierne Erschließungspolitik könnte sogar dazu führen, der Eisenbahn als Korrelat ihres (wenn auch nicht unbeschränkten) Verkehrsmonopols eine Transportverpflichtung auch nach nicht zu kleinen Orten aufzuerlegen, welche heute noch keine Bahnverbindung haben. Das wäre also der Aufschluß abgelegener Gegenden durch Papierlinien statt durch wirkliche Eisenbahnen.

Dem schwersten Einwand gegen diese Politik, daß die Eisenbahnverwaltung dann in verkehrsarmen Gegenden zahllose für sie unwirtschaftliche Transporte ausführen muß, begegnet Rintelen damit, daß die Kosten von den verkehrsreichen Gegenden, die schon in weitem Umfange die kürzesten Linien besitzen, wieder eingebracht werden. Auch könnten beträchtliche Höhenunterschiede, Überschreitung von Gebirgen und von breiten Strömen durch Zuschläge berücksichtigt werden. Die nicht gedeckten Betriebskosten solcher Frachten sollen von der Allgemeinheit getragen werden, wie es schließlich heute auch schon der Fall ist.

Es kann hier nicht alles behandelt werden, was für und wider die Theorie Rintelens zu sagen ist. Ihn leitet offenbar der Gedanke, der deutschen Volkswirtschaft zu helfen. Er sieht die Unmöglichkeit, bei der heutigen Finanzlage zahlreiche wirkliche Eisenbahnen zu bauen und will sie deshalb — vorläufig — durch Papierlinien ersetzen. Rintelen ist kein Gegner wirklicher Eisenbahnen. Er rügt vielmehr, daß die heutige Tarifpolitik die Eisenbahnverwaltung selbst dazu führt, neue Eisenbahnen zu bekämpfen, weil ihr dadurch Frachtkilometer verloren gehen. Beim neuen System fällt dieses Interesse fort; die Eisenbahnverwaltung wird dann im Gegenteil eher dazu kommen, eine Abkürzungslinie zu bauen, um die Betriebskosten für die Umwege zu sparen, wenn der Verkehr der Papierlinie stark genug geworden ist.

Es fragt sich nur, inwieweit die Papierlinien tatsächlich in der Lage sind, die Aufgaben wirklicher Eisenbahnen zu übernehmen.

Zunächst ist zu bemerken, daß dieses neue Tarifsysteem unerwünschte Nebenwirkungen haben wird. Man nehme bei obigem Beispiel an, daß der Ort A eine Ziegelei besitzt, während B die Ziegel aus einem etwa 15 km entfernten, an derselben Bahnlinie gelegenen Orte C bezieht. Nach der neuen Berechnung wird die Fracht für Ziegel von A nach B billiger als von C nach B. Die Folge ist, daß die Eisenbahn nunmehr die Ziegelsteine von A nach B entweder 100 km mit der Eisenbahn oder auf dem Landwege befördern muß, anstatt des viel billigeren Transportes von C nach B mit nur 15 km Bahnweg. Die Ziegelei in C erhält keine Aufträge mehr nach B und muß vielmehr zusehen, wie die von A kommenden Ziegel an C vorbeifahren, nachdem sie schon 85 km Bahnweg hinter sich haben. Volkswirtschaftlich ist das ein Unding. Geradezu groteske Fälle dieser Art würden bestimmt eintreten, allerdings nicht selten dann bewirken, daß die Papierlinie schleunigst durch eine wirkliche Abkürzungsbahn ersetzt wird. Sodann nützen die Papierlinien dem ganzen Personenverkehr gar nichts. Dem Verfrachter ist es in der Tat gleichgültig, welchen Bahnweg seine Güter rollen, aber seine Person kann die Luftlinien nicht benutzen. (Es handelt sich hier um Nahverkehr, für welchen der Luftflug kaum in Betracht kommt.) Dem Reisenden ist nicht damit gedient, wenn er, um z. B. von Koblenz nach Montabaur zu gelangen, nach wie vor fast 50 km auf der Eisenbahn fahren muß, mit dreimaligem Umsteigen und mehrstündigem Zeitverlust, während die Papierlinie nur 19 km lang ist. Auch wenn die Personentarife nach der Luftlinie berechnet werden, nützt dies nicht viel, denn der für den Reisenden viel empfindlichere Zeitverlust kann durch eine etwaige Verbilligung der Fahrt nicht wettgemacht werden.

Hier hilft nur die wirkliche Abkürzungsbahn, und da sie nicht besteht, so ist längst die Kraftpost an ihre Stelle getreten, welche beinahe die Luftlinie (die Landstraße) innehält und die Reise Koblenz—Montabaur in einer Stunde ermöglicht. Soll nun die Eisenbahn im Nahverkehr die Kraftlinien an sich bringen, entsprechend im Fernverkehr auch das Flugwesen, um den verlorenen Verkehr zurückzugewinnen, soweit dies noch möglich ist, soll ihr Monopol also noch erweitert werden, oder sollen doch statt der Papierlinien besser wirkliche Bahnen gebaut werden, um den neuen Verkehrsmitteln erfolgreich entgegenzutreten?

Die Erschließung des Landes würde durch die Papierlinien bestimmt nicht in solchem Maße erfolgen, wie Rintelen es sich denkt. Wohl würde der Güterverkehr infolge der Frachtverbilligung zwischen solchen Orten belebt, welche bereits Eisenbahnanschluß besitzen. Aber wie steht es mit den immer noch sehr zahlreichen Orten, welche weit abseits der Bahn liegen? Sie werden von den Papierlinien wenig entzückt sein. Zwar will Rintelen auch ihnen helfen, indem der Eisenbahn eine Frachtverpflichtung auferlegt wird, was also bedeutet, daß die papiernen Eisenbahnen auch mit papiernen Bahnhöfen versehen werden. Die Güter können aber auf der Papierbahn nicht gefahren werden. Ihre Beförderung muß auf dem Landwege erfolgen. Die Eisenbahnverwaltung müßte also entweder selbst Kraftlinien einrichten oder mit Kraftverkehrsgesellschaften Verträge abschließen (g. F. mit Schifffahrtunternehmungen) oder endlich durch ihre Spediteure das Frachtgeschäft besorgen lassen. Da die Eisenbahn dem Sinne des neuen Tarifsystems entsprechend nur billige Bahnfrachten berechnen kann, selbst aber hohe Landwegfrachten zahlen muß (billigere Wasserfrachten kommen seltener vor), so handelt es sich hierbei um Zuschußbetriebe der Reichsbahn von gewaltigem Ausmaße. Die Bedenken dagegen räumt Rintelen ja aus durch den Hinweis, daß die ungedeckten Frachtkosten durch Beförderung des entstehenden Mehrverkehrs auf den bestehenden Bahnen wieder eingebracht und überholt werden, und daß es besser sei, die Allgemeinheit mit solchen Betriebskosten zu belasten statt mit Baukosten und Zinsen für neue Eisenbahnen.

Setzt man ein solches Verfahren einmal als möglich voraus, so können praktisch auf dem Landwege doch nur solche hochwertigen Güter gefahren werden, wie dies heute auch schon geschieht, allerdings mit einer Steigerung wegen der Fracht-

verbilligung. Unmöglich aber ist es, schon wegen der Beschaffenheit der Straßen, die geringwertigen Massengüter in erheblichen Mengen auf solche Weise zu befördern. Die papiernen Bahnhöfe können nicht bewirken, daß Bodenschätze abgebaut werden, wie Erze, Ton, Basalt, Quarzit usw., die beispielsweise in der Gegend zwischen Koblenz und Montabaur in reichem Maße vorkommen. Hierzu sind Gleisanschlüsse notwendig, die selbstverständlich eine wirkliche Eisenbahn voraussetzen. Den Bewohnern solcher Gegenden kommt es aber gerade auf dauernde Erwerbsmöglichkeiten an.

Noch ein Bedenken gegen die Papierlinien ist anzuführen. Sie sollen unsichtbare Zubringer der alten Strecken werden und diese mit neuem Verkehr befruchten. Zweifellos würde neuer Verkehr entstehen, sogar in bedeutendem Maße. Aber viele alte Strecken können eine solche Verkehrsvermehrung gar nicht vertragen. Sie sind schon so belastet, daß Güterverkehr auf sehr unwirtschaftlichen Bahnwegen umgelenkt werden muß. Rintelen führt selbst das Beispiel Hanau—Eberbach an, worauf Prof. Müller in Dresden hingewiesen hat, und verlangt endlich die Berichtigung der Leitungsvorschriften auf wissenschaftlicher Grundlage, was allerdings sehr nötig ist. Es wird sich dann zeigen, daß die unwirtschaftlichen Güterleitungen nur durch neue Eisenbahnen in zweckmäßiger Führung auf ein Mindestmaß gebracht werden können. Die Papierlinien aber würden im Gegensatz hierzu die unwirtschaftlichen Güterleitungen ins Ungemessene vermehren.

Man muß zugeben, daß eine Vereinfachung des Tarifsystems dringend erwünscht ist. Vielleicht läßt diese Vereinfachung sich schon erreichen, wenn nach dem Vorschlage Rintelens der Marktwert des Gutes als die eine Grundlage der Frachtberechnung gewählt wird, während die Entfernungen zunächst noch nach den alten Bahnen rechnen, da gegen die Luftlinien doch zu starke Bedenken bestehen. Besser ist doch der allmähliche Ausbau des Eisenbahnnetzes.

Rintelen hat aber das Verdienst, die Aufmerksamkeit der Techniker auf dieses wichtige und schwierige Gebiet gelenkt und den engen Zusammenhang zwischen Verkehr, Betrieb und Bau gezeigt zu haben. Tariffragen müssen von Beamten bearbeitet werden, welche nicht nur den Verkehr in allen seinen Formen kennen, sondern auch Erfahrungen im Betriebe besitzen und die Wissenschaft und Kunst der Linienführung beherrschen.

ZUR BERECHNUNG SYMMETRISCHER, STATISCH UNBESTIMMTER GEBILDE.

Von A. Hertwig, Charlottenburg.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 165.)

§ 3. Statisch unbestimmte Gebilde mit einer t -zähligen Symmetrieachse und n symmetrisch zu dieser Achse liegenden Überzähligen.

Werden bei einem solchen Gebilde die n statisch Überzähligen auch symmetrisch zur Symmetrieachse gewählt (Abb. 6a, 6b), so können die Belastungszustände $X_i = -1$

Ferner muß aber auch die Bedingung $\delta_{rc} = \delta_{sr}$ erfüllt sein dann muß $\delta_{12} = \delta_{1n}$, $\delta_{13} = \delta_{1(n-1)}$ usf. sein. Es sind also

Tab. 6a.

1	2	3	4	3	2
2	1	2	3	4	3
3	2	1	2	3	4
4	3	2	1	2	3
3	4	3	2	1	2
2	3	4	3	2	1

Tab. 6b.

1	2	3	3	2
2	1	2	3	3
3	2	1	2	3
3	3	2	1	2
2	3	3	2	1

Tab. 6c.

1	2	3	4	5
5	1	2	3	4
4	5	1	2	3
3	4	5	1	2
2	3	4	5	1

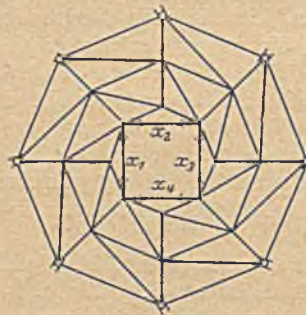


Abb. 6a.

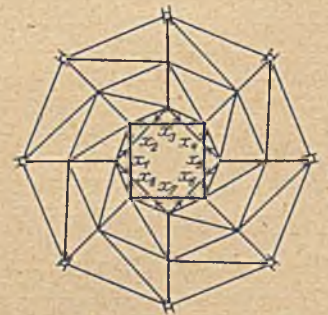


Abb. 6b.

durch Drehung ineinander übergeführt werden. Die δ_{rs} in den verschiedenen Zeilen werden durch zyklische Vertauschung der δ_{1s} der ersten Zeile entstehen. Daher sind $\delta_{11} = \delta_{22} = \dots = \delta_{nn}$.

in einer Zeile nicht n verschiedene Werte δ , sondern bei geradem n nur $\frac{n}{2} + 1$, und bei ungeradem n nur $\frac{n+1}{2}$ verschiedene Elemente δ , aus denen die ganze Determinante aufgebaut ist (s. Tab. 6a, 6b).

Da aber eine zyklische Determinante mit gleichen δ in der Hauptdiagonale symmetrisch zur Nebendiagonale ist (Tab. 6c), so werden die Elastizitätsgleichungen eine doppelt symmetrische zyklische Determinante besitzen. Die Eigenschaften der einfach symmetrischen zyklischen Determinante sind bekannt, diese Determinante D läßt sich darstellen durch

$$D = \varphi(a_1) \varphi(a_2) \dots \varphi(a_n).$$

$$\varphi_k = c_1 + c_2 a_k + c_3 a_k^2 + \dots + c_n a_k^{k-1},$$

wenn die c_i die n Werte δ der ersten Gleichung sind, und a_k^{l-1} die Potenzen der k ten Wurzel der Gleichung

$$a^n = 1,$$

die reell und konjugiert komplex sind.

Einige Bemerkungen zur schnellen Berechnung der φ_k seien eingeschaltet. Es ist

$$\begin{aligned} a_k^v &= \cos \frac{2\pi(k-1)v}{n} + i \sin \frac{2\pi(k-1)v}{n} = \beta, \\ a_k^{n-v} &= \cos \left(2\pi(k-1) - \frac{2\pi(k-1)v}{n} \right) \\ &\quad + i \sin \left(2\pi(k-1) - \frac{2\pi(k-1)v}{n} \right) \\ &= \cos \frac{2\pi(k-1)v}{n} - i \sin \frac{2\pi(k-1)v}{n} = \bar{\beta}, \end{aligned}$$

dem zu β konjugierten Wert.

Es ist

$$\varphi_1 = c_1 + c_2 + c_3 + \dots + c_n,$$

$$\varphi_2 = c_1 + a_2 c_2 + a_2^2 c_3 + \dots + a_2^{n-2} c_{n-1} + a_2^{n-1} c_n,$$

hierin sind die $a_2^v = \cos \frac{2\pi v}{n} + i \sin \frac{2\pi v}{n}$ ($v = 0, 1, \dots, n-1$)

die n Einheitswurzeln, die mit $1, a, \beta, \dots, \bar{\beta}, \bar{a}$ bezeichnet werden sollen, dann ist mit Berücksichtigung der Beziehung a_2^v zu a_2^{n-v} konjugiert:

$$\varphi_2 = c_1 + a c_2 + \beta c_3 + \dots + \bar{\beta} c_{n-1} + \bar{a} c_n.$$

Die Beiwerte an den c_2 in den φ_k sind a_k , also ebenfalls die Einheitswurzeln in derselben Reihenfolge wie in φ_2 . Die weiteren Beiwerte sind die Potenzen dieser Einheitswurzeln, die immer wieder gleich einer Einheitswurzel sind. Schreibt man die Wurzeln mehrmals hintereinander mit den Zahlen 0, 1, 2 usw. darunter, so kann man sofort alle Beiwerte der c_i für die φ_k entnehmen, z. B. an den Ziffern 2, 4, 6, 8, 10, 12

* s. Pascal, Die Determinanten (Teubner 1900) S. 72. Hier wird der Beweis für die Zirkulante mit Symmetrie um die Hauptdiagonale geführt, daher erscheint

$$D = (-1)^{\frac{1}{2}(n-2)(n-1)} \varphi(a_1) \varphi(a_2) \dots \varphi(a_n).$$

Tabelle 7a.

	1	2	3	4	5	6
1	1	2	3	4	3	2
2	2	1	2	3	4	3
3	3	2	1	2	3	4
4	4	3	2	1	2	3
5	3	4	3	2	1	2
6	2	3	4	3	2	1

die Beiwerte für φ_3 bei $n = 7$, und an 3, 6, 9, 12, 15, 18 die für φ_4 usw.:

$$\begin{matrix} 1 & a & \beta & \gamma & \bar{\gamma} & \bar{\beta} & \bar{a}, & 1 & a & \beta & \gamma & \bar{\gamma} & \bar{\beta} & \bar{a}, & \dots \\ 0 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6, & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 & 13 & 14 & 15 & 16 & 17 & 18 & 19 & 20, \dots \end{matrix}$$

$$\varphi_3 = c_1 + \beta c_2 + \bar{\gamma} c_3 + \bar{a} c_4 + a c_5 + \gamma c_6 + \bar{\beta} c_7 \text{ usf.}$$

Wenn eine Determinante n ter Ordnung in ein Produkt von n Faktoren zerfällt, so ist durch Addition, Subtraktion und Umstellung der Zeilen und Spalten eine Umformung möglich, daß auf der Hauptdiagonale die n Faktoren stehen und auf der einen Seite der Hauptdiagonale nur Nullen. Von dieser Tatsache werden wir bei den Determinanten des nächsten Paragraphen Gebrauch machen. Bei einer doppelt symmetrischen zyklischen Determinante sechster Ordnung sind folgende Operationen nötig (Tab. 7a und 7b):

Die zum Element c_i , das in der Determinante n mal vorkommt, gehörige Unterdeterminante C_i gewinnt man durch partielle Differentiation, $C_i = \frac{1}{n} \cdot \frac{\partial D}{\partial c_i}$, weil die zu gleichen Elementen gehörigen Unterdeterminanten gleich sind. Ist nun die Determinante doppelt symmetrisch, dann lassen sich in den Funktionen φ_k die Produkte der Elemente c_2 und c_n , c_3 und c_{n-1} usf. zusammenfassen:

$$\varphi_k = c_1 + c_2 (a_k + a_k^{n-1}) + c_3 (a_k^2 + a_k^{n-2}) + \dots + c_{\frac{n}{2}+1} a_k^{\frac{n}{2}},$$

wenn n gerade ist,

$$\begin{aligned} \varphi_k &= c_1 + c_2 (a_k + a_k^{n-1}) + c_3 (a_k^2 + a_k^{n-2}) + \dots \\ &\quad + c_{\frac{n+1}{2}} \left(a_k^{\frac{n-1}{2}} + a_k^{\frac{n+1}{2}} \right), \end{aligned}$$

wenn n ungerade ist.

$$a_k^v = \cos \frac{2(k-1)\pi v}{n} + i \sin \frac{2(k-1)\pi v}{n}$$

$$\begin{aligned} a_k^{n-v} &= \cos \frac{2(k-1)\pi(n-v)}{n} + i \sin \frac{2(k-1)\pi(n-v)}{n} \\ &= \cos \frac{2(k-1)\pi v}{n} - i \sin \frac{2(k-1)\pi v}{n} \end{aligned}$$

$$a_k^v + a_k^{n-v} = 2 \cos \frac{2(k-1)\pi v}{n}$$

$$\begin{aligned} a_k^{\frac{n}{2}} &= \cos \frac{2(k-1)\pi}{n} \cdot \frac{n}{2} + i \sin \frac{2(k-1)\pi}{n} \cdot \frac{n}{2} \\ &= \cos(k-1)\pi. \end{aligned}$$

Dies Ergebnis übersieht man sofort, wenn man die Umformung der φ betrachtet, die die konjugiert komplexen Ein-

Tabelle 7b.

	1	2-1	3-1	4-3	5-2+4-3	6-1-4+3
1+2+3+4+5+6	1+2(2+3)+4	0	0	0	0	0
2+5	2+3	1-2 3+4	0	0	0	0
3+4	3+4	2+3	1+2-3+4	0	0	0
4-5+6	2+4-3	2 \cdot 3-4	0	1-2(2-3)-4	0	0
5	3	4	0	2-3	1+2-3-4	0
6	2	3	4-2	3-4	2-4	1-2-3+4

heitswurzeln $a, \bar{a}, \beta, \bar{\beta}, \dots$ enthält. Es fallen also alle imaginären Anteile aus den φ heraus. Es ist bei geradem n :

$$\varphi_k = c_1 + c_2 \cdot 2 \cos \frac{2(k-1)\pi}{n} + c_3 \cdot 2 \cos \frac{4(k-1)\pi}{n} + \dots + c_{\frac{n}{2}+1} \cos (k-1)\pi,$$

bei ungeradem n :

$$\varphi_k = c_1 + c_2 \cdot 2 \cos \frac{2(k-1)\pi}{n} + c_3 \cdot 2 \cos \frac{4(k-1)\pi}{n} + \dots + c_{\frac{n+1}{2}} \cos \frac{(n-1)(k-1)\pi}{n}.$$

Ferner ist $\varphi_k = \varphi_{(n+2-k)}$, denn es ist:

$$\begin{aligned} \varphi_{(n+2-k)} &= c_1 + c_2 \cdot 2 \cos \left(2\pi - \frac{2(k-1)\pi}{n} \right) \\ &\quad + c_3 \cdot 2 \cos \left(4\pi - \frac{4(k-1)\pi}{n} \right) + \dots \\ &= c_1 + c_2 \cdot 2 \cos \frac{2(k-1)\pi}{n} + c_3 \cdot 2 \cos \frac{4(k-1)\pi}{n} + \dots \end{aligned}$$

Bei geradem n ist eine doppelt symmetrische zyklische Determinante:

$$D = \varphi_1 \varphi_2^2 \varphi_3^2 \dots \varphi_{\frac{n}{2}}^2 \varphi_{\frac{n}{2}+1}$$

bei ungeradem n :

$$D = \varphi_1 \varphi_2^2 \varphi_3^2 \dots \varphi_{\frac{n+1}{2}}$$

Die zu c_k gehörige Unterdeterminante ist:

$$C_k = \frac{1}{n} \cdot \frac{\partial D}{\partial c_k} \text{ oder } = \frac{1}{2n} \cdot \frac{\partial D}{\partial c_k}$$

je nachdem, ob das Element n mal oder $2n$ mal vorkommt, denn auch bei den doppelt symmetrischen zyklischen Determinanten gehören zu gleichen Elementen gleiche Unterdeterminanten, wie aus den Eigenschaften der doppelt symmetrischen einerseits und der zyklischen andererseits sofort folgt. Bei der Ausrechnung der zyklischen Determinante gehen die Einheitswurzeln in die Rechnung ein. Sind die Werte c_i ganzzahlig, dann muß die Determinante auch ganzzahlig sein, es müssen also rationale Beziehungen zwischen den trigonometrischen Funktionen der Einheitswurzeln vorhanden sein, z. B. sind bei $n=5$ die Wurzeln:

$$a = x_1 + i x_2, \quad \beta = x_3 + i x_4 \quad \text{und} \quad x_1 + x_3 = -1/2, \quad x_1 x_3 = 1/4$$

bei $n=7$:

$$a = x_1 + i x_2, \quad \beta = x_3 + i x_4, \quad \gamma = x_5 + i x_6$$

$$\text{und} \quad x_1 + x_3 + x_5 = -1/2, \quad x_1 x_3 + x_1 x_5 + x_3 x_5 = -1/2, \quad x_1 x_3 x_5 = 1/8.$$

§ 4. Gebilde mit einer t -zähligen Symmetrieachse und mehreren Reihen symmetrisch liegender Überzähliger.

Nebenstehendes Beispiel (Abbildung 7) ist ohne die Stäbe X_{11} bis X_{15} ein 10-fach statisch unbestimmtes Gebilde mit zwei Reihen statisch Überzähliger X_1 bis X_5 und X_6 bis X_{10} , die symmetrisch um die Achse, senkrecht zur Zeichenebene durch O , liegen, und zwar so, daß sie auch noch symmetrisch zu den 5 Neben-

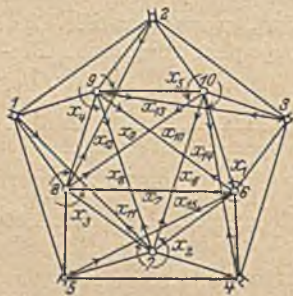


Abb. 7.

symmetrieachsen des Fünfecks liegen. Die δ_{rs} für r und $s=1$ bis 5 bilden eine doppeltsymmetrische Teilmatrix, ebenso die

δ_{rs} für r und $s=6$ bis 10. Die δ_{rs} für $r=1$ bis 5 und $s=6$ bis 10 bilden ebenfalls eine doppeltsymmetrische Teilmatrix. Hat ein derartiges System k Reihen von r zyklisch symmetrisch liegenden statisch Überzähligen, also im ganzen $k \cdot r$ Überzählige, so besteht die Nennerdeterminante der Elastizitätsgleichungen aus k^2 quadratischen Teilmatrizen der Ordnung r , die in sich doppelt symmetrisch zyklisch sind und die zur Hauptdiagonale symmetrisch liegen. Wenn die Überzähligen nicht symmetrisch zu den Nebenachsen und nur symmetrisch zu der Hauptachse liegen, z. B. wie eine dritte Reihe X_{11} bis X_{15} zwischen den Punkten 1—7, 2—8, 3—9, 4—10, 5—6, dann werden die δ_{rs} für $r=1$ bis 10 und $s=11$ bis 15 alle von einander verschieden, und es werden die Teilmatrizen aus diesen nur zyklisch und einfach symmetrisch. Bei diesen Determinanten haben ferner die nur zyklischen Teilmatrizen, die symmetrisch zur Hauptdiagonale liegen, nicht die gleiche Anordnung der Elemente, denn es muß $\delta_{rs} = \delta_{sr}$ sein. Wir müssen also Determinanten betrachten, die aus Teilmatrizen bestehen, die in sich entweder einfach symmetrisch oder doppelt symmetrisch und zyklisch sind.

Die zyklischen Matrizen von der gleichen Ordnung können, wie oben gezeigt wurde, durch Addition und Subtraktion der gleichen Zeilen und Spalten so umgeformt werden, daß in jedem Feld der Hauptdiagonale der Teilmatrizen die Ausdrücke φ stehen und rechts oben von der Hauptdiagonale nur Nullen. Durch Umstellung der Zeilen und Spalten kann man auf die Hauptdiagonale der ganzen Matrix Unterdeterminanten der Ordnung k schaffen und rechts oben von ihnen lauter Nullen. Die ganze Determinante ist dann gleich einem Produkt aus r Teildeterminanten der Ordnung k . Im obigen Beispiel mit den 10 Überzähligen entsteht ein Produkt aus 5 Determinanten der zweiten Ordnung, im System mit den 15 Überzähligen ein Produkt aus 5 Determinanten dritter Ordnung.

Auch bei diesen Determinanten gehören zu gleichen Elementen gleiche Unterdeterminanten. Für die Elemente, die symmetrisch zur Hauptdiagonale liegen, folgt die Gleichheit aus der Symmetrie der ganzen Determinante zur Hauptdiagonale. Für die anderen gleichen Elemente sieht man die Gleichheit auch leicht ein. Nennen wir ein Element a_i der k ten Zeile $a_i^{(k)}$, ein gleiches Element in der r ten Zeile $a_i^{(r)}$, so kann man durch eine gerade Anzahl Vertauschungen von Zeilen und Spalten $a_i^{(r)}$ an die Stelle von $a_i^{(k)}$ bringen, so daß die anderen Elemente a in derselben Anordnung um $a_i^{(r)}$ herum stehen wie um $a_i^{(k)}$. Es sind ihre zugeordneten Unterdeterminanten gleich. Kommt ein Element a_i m -mal vor, so ist die zugeordnete Unterdeterminante:

$$A_i = \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial D}{\partial a_i}$$

Für $n=15, k=3, r=5$ und die Numerierung der Teilmatrizen nach der Tabelle 8 wird

$$D = \Phi_1 \Phi_2 \Phi_3 \Phi_4 \Phi_5,$$

wenn

$$\Phi_1 = \varphi_1 (\varphi_{12} \varphi_{13} - \varphi_{13} \varphi_{12}) - \varphi_{17} (\varphi_{11} \varphi_{14} - \varphi_{14} \varphi_{11}) + \varphi_{18} (\varphi_{11} \varphi_{15} - \varphi_{15} \varphi_{11}),$$

$$\Phi_2 = \varphi_2 (\varphi_{11} \varphi_{14} - \varphi_{14} \varphi_{11}) + \varphi_{18} (\varphi_{11} \varphi_{15} - \varphi_{15} \varphi_{11}) \text{ ist.}$$

Die Bildung der partiellen Ableitungen ist leicht auszuführen. Bei der Zahlenrechnung sind die c, φ, ψ und Φ zahlenmäßig zu ermitteln. Aus ihnen setzen sich die partiellen Ableitungen und die Nennerdeterminante zusammen.

Derartige Systeme, wie sie in diesem Paragraphen behandelt sind, kommen als ebene Gebilde in der Praxis kaum vor, häufig aber als räumliche Gebilde im Eisenbau und Eisenbetonbau.

Tabelle 8.

1	4	6
7	2	5
9	8	3

DIE WIRTSCHAFTLICHE QUERSCHNITTGESTALTUNG DER UNTERGRUNDTUNNEL.

Von Oberingenieur Gerhard Seidel, Dresden.

(Fortsetzung aus „Bauingenieur“ 1925, Heft 16.)

Die Annahme gleicher Elastizität von Baugrund und Tunnelsohle ergibt, daß der Hauptteil der Baulast die Sohlenstrecke unter der Seitenwand belastet. Da aber im Gegenteil als zutreffend anzunehmen ist, daß die Elastizität des Baugrundes geringer ist als die der langsam erhärtenden Betonsohle, so tritt die Richtigkeit der Beweisführung noch mehr hervor. Macht man sich ferner die Anschauung zu eigen, daß das wieder ansteigende Grundwasser den Baugrund nicht aufbläht, so wird infolge der Durchbiegung der Sohle durch ihre Belastung mit dem Auftrieb ein Abstand zwischen Sohle und Baugrund eintreten. Dieser, wenn auch noch so geringe Zwischenraum wird nur noch mit Wasser gefüllt sein, kann also unmöglich Baulasten auf den Baugrund übertragen. Diesen Hohlraum muß man aber an der Innenkante der Seitenwand beginnen lassen (Abb. 13 u. 19), theoretisch ja sogar schon unter der Mitte der Wand.

Wir haben gesehen, daß auch bei einer sogenannten starren Eckverbindung zwischen Wand und Sohle die Baulast nur noch durch die Sohlenstrecke direkt unter der Seitenwand aufgenommen wird. Während man sich der Hoffnung hingibt, daß durch die starre Verbindung eine günstigere Lastverteilung stattfindet, hat man gerade das Gegenteil bewirkt und eine Kantenpressung in „a“ (Abb. 19) hervorgerufen, die rasch die zulässigen Werte der Baugrundpressung überschreiten kann. Da nach obigem aber an der Innenkante der Wand nur der Auftrieb als Belastungsordinate vorhanden sein kann, so ergibt sich mit den Werten, die für die Abb. 21 und 23 errechnet waren, $\sigma_a = \frac{2 \cdot 32,0}{0,95 \cdot 1,0} = 67,4 \text{ t/m}^2$ Kantenpressung. Das ist aber wesentlich mehr als die $43,7^* \text{ t/m}^2$ bzw. $38,7 \text{ t/m}^2$ der Abb. 19. Wir erkennen, wie rasch die Kantenpressungen ansteigen, und um dies zu verhüten, bleiben nur zwei Möglichkeiten offen. Entweder wir ändern die Herstellungsart des Bauwerkes so, daß tatsächlich die gesamte

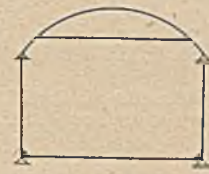


Abb. 26.

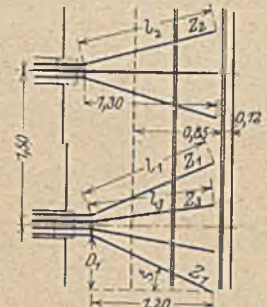


Abb. 28.

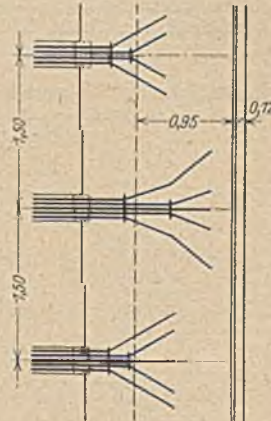


Abb. 27.

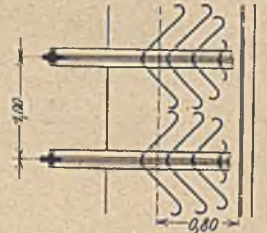


Abb. 29.

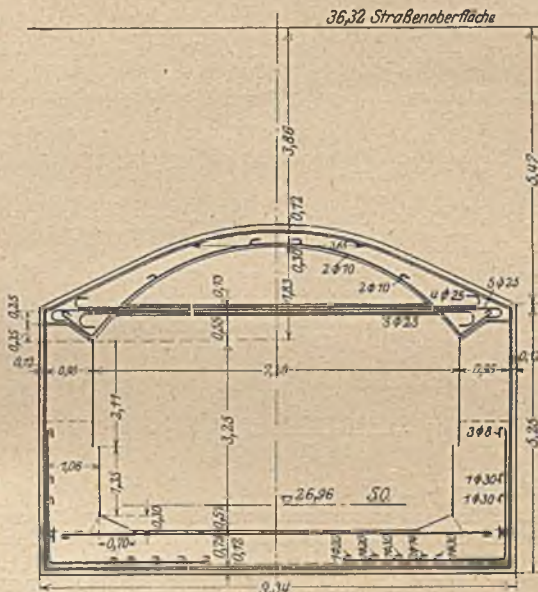


Abb. 25.

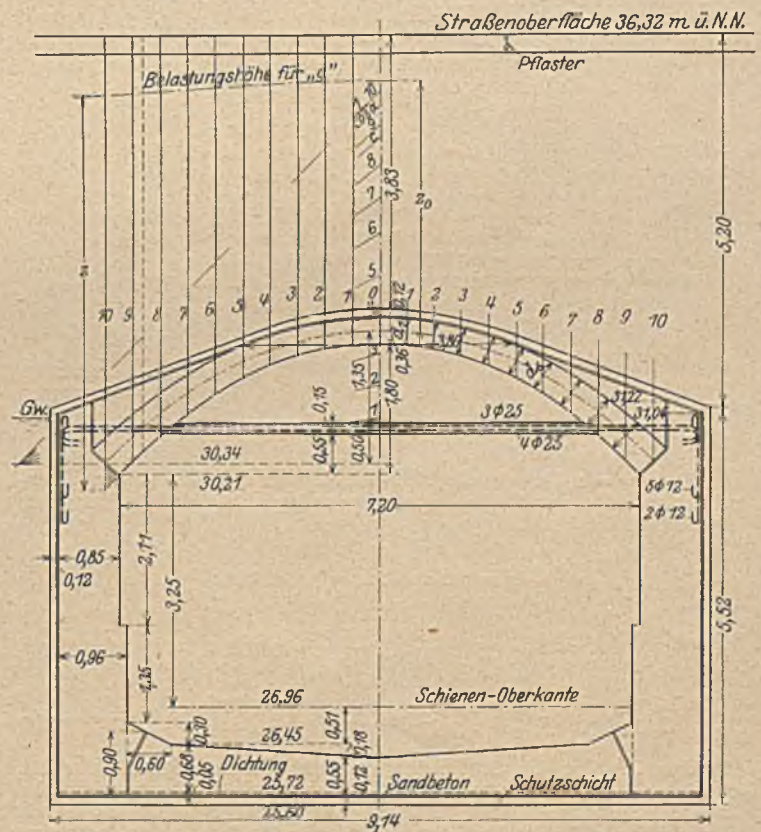


Abb. 30.

Baulast, nachdem die Starrheit der Eckverbindung gewährleistet ist, auf einmal auf den Baugrund wirksam wird, oder aber wir trennen die Wand von der Sohle entsprechend den Abb. 5, 6 u. 24. Die erste Maßnahme ist undurchführbar,

während die zweite Maßnahme nicht nur statische Sicherheit schafft, sondern auch bedeutende wirtschaftliche Vorteile bietet.

Querschnitt I:

Es soll nun unter Zugrundelegung des schon genannten Querschnittes der AEG-Bahn in der Neuen Friedrichstraße gezeigt werden, welche Ersparnisse erzielt werden konnten. Die Abb. 25 zeigt den

* 40,7 in Abb. 19 muß 43,7 heißen.

Querschnitt, wie er ausgeführt wurde; das Schema Abb. 26 lag der Berechnung zugrunde. Die Gewölbeverankerung ist nach dem D. R. P. 386 595 ausgeführt worden, wobei ein besonderes Glied der Druckübertragung für die in 1,5 m Abstand verlegten Zuganker nicht erforderlich ist, da der Anker strahlig in die Seitenwände hingreift (Abb. 27); andere Ausführungsformen zeigen die Abb. 28 u. 29. Bei dieser Querschnittausbildung ergaben sich folgende Massen für 1 m Tunnelänge:

1. Ausschachtung 100,1 m³; 2. Verfüllung 41,9 m³; 3. Schutzschicht und Dichtung 29,44 m³; 4. Beton 19,52 m³; 5. Eisenbewehrung 196,6 kg; 6. Ankereisen 319,1 kg.

Die Baugrubensicherung und sonstige Arbeiten sind nicht berücksichtigt, da sie bei beiden Querschnitten dieselben sind.

Querschnitt II:

Die Abb. 30 zeigt den Querschnitt. Die Decke ist ein Zweigelenkbogen mit verankerten Widerlagern; die Seitenwände sind Balken auf zwei Stützen, die in ihren oberen über das Widerlager hinausragenden Enden gegenseitig verankert sind; die Sohle bildet ein umgekehrtes Gewölbe, das sich gelenkig gegen die Seitenwände stützt.

Das Deckengewölbe ist nach der Stützlinie für Eigengewicht einschl. halber Verkehrslast geformt; der Gewölbestich ist $f = 1,85$ m; die Stützweite $l = 7,6$ m; Eigengewicht für Beton $\gamma = 2,2$ t/m³ und

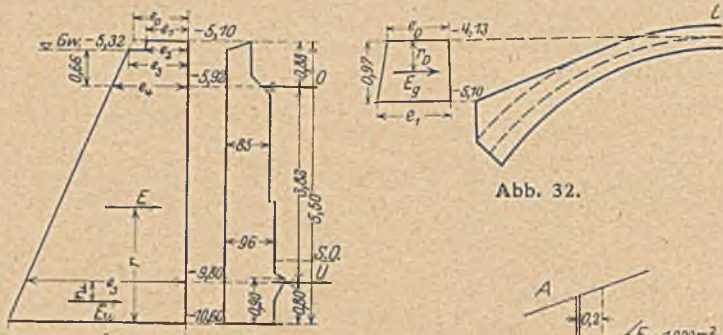


Abb. 31.

Abb. 32.

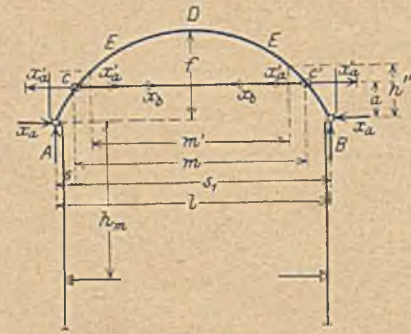


Abb. 33.

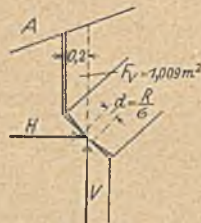


Abb. 34.

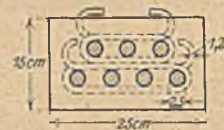


Abb. 35.

für Erde $\gamma = 1,8$ t/m³; als Nutzlast kommt bei der großen Überschüttungshöhe nur Menschengedränge mit $p = 0,5$ t/m² in Betracht. Es sind nun nach Abb. 30

$$\sum_0^{10} G = 2,2 \cdot 16,114 = 35,45 \text{ t/m;}$$

$$A = B = 35,45 + 0,5 \cdot \frac{7,6}{2} = 37,35 \text{ t/m;}$$

infolge g wird $M_D = 35,45 (3,8 - 2,03) = 62,75$ mt }
 „ p „ $M_D = 0,5 \cdot 7,6^2 \cdot 0,125 = 3,61$ „ } $\approx 66,4$ mt.

Da das Gewölbe die Stütze für die Seitenwände abgibt, so erhält es ferner den Auflagerdruck der Seitenwand als weitere wesentliche äußere Belastung. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß durch das elastische Nachgeben der Widerlager (Seitenwände) der angenommene aktive Erddruck zum mindesten gesichert erscheint, was man bei geraden Tunneldecken (Deckenträger, Rahmen) nicht mit Sicherheit voraussetzen kann. Es ist sogar wahrscheinlich, daß passive Widerstände im seitlichen Erdkörper hervorgerufen werden, die aber nur günstig auf die Decke einwirken und daher vernachlässigt werden.

Die Ermittlung des Erddrucks geschieht nach Abb. 30 und 31, da derselbe günstig auf das Gewölbe wirkt, sei eine Erhöhung desselben durch benachbarte Gebäude hier nicht berücksichtigt.

Der gesamte Erddruck auf die Seitenwand ist nun

$$E = \frac{3,23 + 10,40}{2} \cdot 5,50 = 37,48 \text{ t/m}$$

und der Auflagerdruck gegen das Gewölbe

$$O = 37,48 \cdot \frac{1,46}{3,82} = 14,30 \text{ t/m,}$$

damit $M_O = -14,3 \cdot 1,85 = -26,46$ mt;

$$M' = -14,3 \cdot 1,35 = -19,31 \text{ mt}$$

und $M'' = 7,15$ mt.

Bei dem verhältnismaßig großen Stich des Gewölbes ist auch nicht mehr angängig, die wagerechten Erddruckkräfte gegen den Gewölberücken zu vernachlässigen; nach Abb. 32 wird

$$E = \frac{1,98 + 2,42}{2} \cdot 0,97 = 2,134 \text{ t/m}$$

und

$$M_E = -2,134 \cdot 0,5 = -1,067 \text{ mt.}$$

Das Gewölbe ist zweifach statisch unbestimmt (Abb. 33), als Unbekannte sind die Kräfte X_a und X_b gewählt, X_a bedeutet den Widerstand des Widerlagers infolge der gegenseitigen Verankerung, und X_b bedeutet den Widerstand des Ankers unmittelbar am Gewölbe angreifend. Die statische Berechnung ergibt nun:

infolge $g + p$: $X_a = 24,2$ t/m; $X_b = 13,6$ t/m
 „ O : $X_a = -9,91$ „ $X_b = -4,99$ „
 „ E : $X_a = -0,28$ „ $X_b = -0,25$ „

Die weitere Untersuchung des Gewölbes ist wie bei Querschnitt I durchgeführt; die Ermittlung der Spannungen erfolgt nur soweit, als es zur Bestimmung etwa erforderlicher Eiseneinlagen notwendig erscheint.

Fuge „A“. Bei sorgfältiger Berücksichtigung der statischen Annahmen wird man die Gelenkwirkung sichern (Abb. 34), meistens wird man sich mit einer entsprechend gestalteten Arbeitsfuge begnügen (Abb. 30). Der gesamte Auflagerdruck ist

$$V = 1,009 \cdot 2,2 + 35,45 + 0,5 \cdot \frac{8,0}{2} = \approx 39,7 \text{ t/m;}$$

Seitenschub $H = \sum X_a = 24,2 - 9,91 - 0,28 = 14,01$ t/m;

$$X'_a = X_a \frac{h_m}{h_m + a} = 14,01 \cdot \frac{3,82}{4,32} = 12,39 \text{ t/m;}$$

Ankerkraft $Z = \sum X_b + X'_a = 13,6 - 4,99 - 0,25 + 12,39 = 20,75$ t/m.

Bei dem gewählten Querschnitt $r_z = 25$ cm² wird

$$\sigma_z = \frac{20,75}{25} = 0,83 \text{ t/cm}^2,$$

dafür bei 1,5 m Ankerabstand $7 \varnothing 25$ mm = 34,37 cm² und damit

$$\sigma_z = \frac{20,75 \cdot 1,5}{34,37} = 0,906 \text{ t/cm}^2$$

(Querschnitt I: $\sigma_z = 1,029$ t/cm²).

Die Art der Ankeranordnung und Befestigung für den Querschnitt I ist in Abb. 27 dargestellt, dabei ergibt sich für jedes einzelne Ankereisen die Kraft $\frac{Z}{n} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$. Eine andere Form (Abb. 28) bringt das Wesen der gelenkigen Verbindung des Ankers mit dem Gewölbe am besten zum Ausdruck. Abb. 29 zeigt eine weitere angewendete Ausführungsart. Der Beginn der strahlenförmigen Ausbreitung fällt etwa mit der Stützlinie des Gewölbes zusammen. Da der Leibungsdruck des Ankereisens gegen den umschließenden Beton zu groß wird, ist ein Bügel von 12 mm \varnothing herumgelegt (Abb. 35).

In der Seitenwand haben die äußeren Anker infolge X'_a noch 2,92 t zu übertragen, da die Länge dieses Ankereisens in der Wand etwa 70 cm beträgt, so vermag die Haftfestigkeit allein 2,2 t zu übernehmen, so daß der Haken als solcher nur noch mit 0,72 t belastet ist.

Fuge „C“. $V_C = 31,4 \text{ t/m}$; $N_C = 42,1 \text{ t/m}$; $M_C = + 2,82 \text{ mt}$;

$$\sigma_C = - \frac{42,1}{0,48} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,07}{0,48} \right) = \begin{cases} - 164,4 \text{ t/m}^2 \\ - 11,0 \text{ „} \end{cases}$$

Fuge „E“. $V_E = 16,86 \text{ t/m}$; $N_E = 40,3 \text{ t/m}$; $M_E = + 2,71 \text{ mt}$;

$$\sigma_E = - \frac{40,3}{0,408} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,067}{0,408} \right) = \begin{cases} - 197 \text{ t/m}^2 \\ - \text{ „} \end{cases}$$

Fuge „D“. $V_D = 0$; $N_D = 38,8 \text{ t/m}$; $M_D = + 1,67 \text{ mt}$;

$$\sigma_D = - \frac{38,8}{0,36} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,043}{0,36} \right) = \begin{cases} - 185 \text{ t/m}^2 \\ - 30,6 \text{ „} \end{cases}$$

Eine Bewehrung des Gewölbes ist an keiner Stelle erforderlich.

Die Sohle ist ein umgekehrtes Gewölbe, welches sich gegen den unteren Teil der Seitenwände stützt. Die Belastung erfolgt lediglich durch den Auftrieb des Grundwassers,

nach Abb. 31 mit $10,6 - 5,32 = \dots = 5,28 \text{ t/m}$
davon geht ab das Sohlengewicht
 $2,2 \cdot 0,73 = \dots = 1,61 \text{ t/m}^2$
Schotter und Gleis $\dots = 1,1 \text{ „} \quad 2,71$
 $p = 2,57 \text{ t/m}^2$

Bei etwa 6,6 m Stützweite wird $M_{\max} = \frac{2,57 \cdot 6,6^2}{8} = 14,0 \text{ mt}$. Der wagerechte Auflagerdruck der Wand ist $21,6 \text{ t/m}$, damit ergibt sich für die Stützlinie des Sohlengewölbes $f = \frac{14,0}{21,6} = 0,65 \text{ m}$. Bei $\sigma = 150 \text{ t/m}^2$ Kantenpressung wird die Gesamthöhe $0,85 \text{ m}$ und damit $h_m = 3,82 \text{ m}$. Eine Bewehrung der Sohle ist aus statischen Gründen nicht erforderlich.

Für den vorübergehenden Bauzustand, Gleisbett noch nicht eingebaut, fallen die Verkehrserschütterungen fort, und der endgültige Grundwasserstand ist meistens noch nicht vorhanden.

Die Seitenwand ist ein einfacher Balken auf zwei Stützen mit überragenden Enden, als Belastung kommt zu dem schon ermittelten Erd- und Wasserdruck noch der sogenannte Hausdruck hinzu. Bei Vernachlässigung des Erddrucks oberhalb O wird infolge X_0

$$M_O = - 12,39 \cdot 0,5 = - 6,19 \text{ mt (Abb. 36)}.$$

Es wird nun $E = 45,46 \text{ t}$; $O = 18,45 \text{ t}$; $U = 25,39 \text{ t}$ und damit

$$M_m = 25,39 (1,68 - 1,30) = 9,65 \text{ mt}.$$

Fuge I—I (Abb. 37). $M_I = - 4,5 \text{ mt}$; $R_I = 5,08 \text{ t/m}$; bei $f_c = 7,9 \text{ cm}^2 = 7 \text{ R. E. } \varnothing 12 \text{ mm}$ wird $\sigma_b = 25,7 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_c = 1120 \text{ kg/cm}^2$.

Fuge II—II. $M_{II} = - 4,65 \text{ mt}$; $R_{II} = 45,15 \text{ t/m}$; bei $f_c = 2,26 \text{ cm}^2 = 2 \text{ R. E. } \varnothing 12 \text{ mm}$ wird $\sigma_b = 19,8 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_c = 217 \text{ kg/cm}^2$.

Der Momentennullpunkt liegt nach Abb. 36 etwa bei $x_0 = 0,5 \text{ m}$.

Fuge m—m. $M_m = + 9,65 \text{ mt}$; $R_m = 48,9 \text{ t/m}$;

$$\sigma_m^* = - \frac{48,9}{1,0 \cdot 0,85} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,037}{0,85} \right) = \begin{cases} - 72,5 \text{ t/m}^2 \\ - 42,5 \text{ „} \end{cases}$$

Fuge U—U (Abb. 38). Sohlenauftrieb $S = 8,97 \text{ t/m}$; $M_S = + 6,0 \text{ mt}$; $M_U = - 3,67 \text{ mt}$; $R_U = 52,4 \text{ t/m}$; $M_R = - 5,19 \text{ mt}$; $\sum M = - 2,86 \text{ mt}$;

$$\sigma_U^* = - \frac{52,4 - 8,97}{1,0 \cdot 0,96} \pm \frac{6 \cdot 2,86}{1,0 \cdot 0,96^2} = \begin{cases} - 26,6 \text{ t/m}^2 \\ - 63,8 \text{ „} \end{cases}$$

Die entlastende Wirkung von S ist bei den höher liegenden Querschnitten nicht berücksichtigt.

Fuge s—s. $R_s = 54,09 \text{ t/m}$; $M_R = - 5,19 \text{ mt}$; $M_S = + 6,0 \text{ mt}$; $\sum M = + 0,81 \text{ mt}$; Wandauftrieb $W = 2,47 \text{ t/m}$

$$\sigma_s^* = - \frac{54,09 - 8,97 - 2,47}{1,0 \cdot 0,96} + \frac{6 \cdot 0,81}{1,0 \cdot 0,96^2} = \begin{cases} - 49,7 \text{ t/m}^2 \\ - 39,1 \text{ „} \end{cases}$$

Hier ergibt sich eine fast gleichmäßige Pressung des Baugrundes unter der Seitenwand im Gegensatz zu den Ergebnissen in den Abb. 19 und 23.

Die Untersuchungen der Seitenwand haben gezeigt, daß man diese noch schwächer hätte ausführen können, da nirgends bemerkenswerte

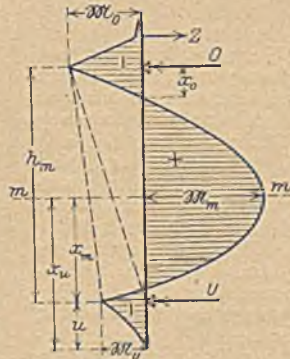


Abb. 36.

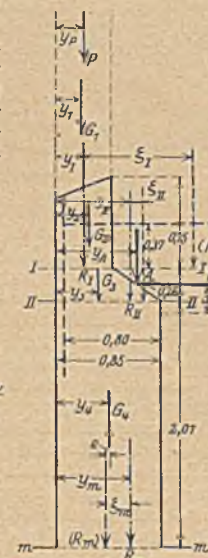


Abb. 37.

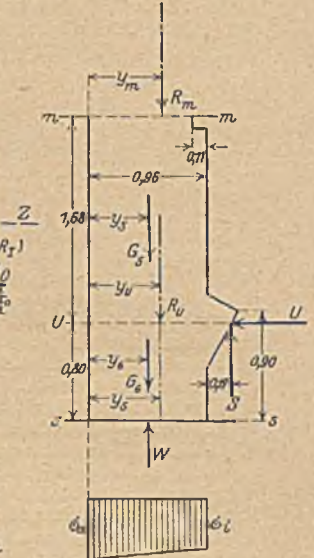


Abb. 38.

Spannungen auftreten. Mit den vorstehend durchgerechneten Abmessungen ergeben sich folgende Massen:

1. Ausschachtung 98 m^3 ;
2. Verfüllung $40,1 \text{ m}^3$;
3. Schutzschicht und Dichtung $29,18 \text{ m}^2$;
4. Beton $18,68 \text{ m}^3$;
5. Eisenbewehrung $20,6 \text{ kg}$;
6. Ankereisen $166,5 \text{ kg}$.

Das bedeutet aber auf 1 m Tunnel eine Ersparnis von:

1. $2,1 \text{ m}^3$ Bodenaushub und Abfuhr;
2. $1,8 \text{ m}^3$ Füllboden einbringen und anfahren;
3. $0,26 \text{ m}^2$ Schutzschicht und Dichtung liefern und herstellen;
4. $0,84 \text{ m}^3$ Sohlen- und Wandbeton liefern und einbringen;
5. u. 6. $328,6 \text{ kg}$ Anker- und Bewehrungseisen liefern und einbauen.

Das sind etwa 10% Kostenersparnis.

Dieses Ergebnis hätte sich noch günstiger gestalten lassen, wenn das Material ebenso hoch beansprucht worden wäre wie im Querschnitt I. Es ist also ein dreifacher Gewinn erzielt worden:

1. Sichere statische Verhältnisse;
2. geringere Beanspruchungen bzw. größere Sicherheit und dennoch
3. Kostenersparnis.

Es ist deshalb zu empfehlen, die bisher üblichen Berechnungsarten der Untergrund-Tunnelquerschnitte nach den dargelegten Gesichtspunkten einer eingehenden Nachprüfung zu unterwerfen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Bau der Florianopolis-Brücke¹.

Die unlängst vollendete Hängebrücke von Florianopolis mit der Hauptspannweite von 340 m ist die längste freigespannte Brücke in Südamerika und die weitest gespannte Augenstabaufhängung der ganzen Welt.

¹ Nach dem in der Zeitschrift „Proceedings of the American Society of Civil-Engineers“ im Mai 1927 erschienenen Aufsatz „The Florianopolis-Bridge“ by D. B. Steinmann and W. G. Grove Members Am. Soc. C. E., vgl. auch Bauing. 1925, S. 985.

Die Brücke, die für den brasilianischen Staat Sta. Catharina errichtet wurde, überspannt die Gewässer der Meerenge des Atlantischen Ozeans und hat die Aufgabe, eine Straßenfahrbahn, eine elektrische Bahn und die Wasserversorgung nach der Inselhauptstadt Florianopolis hinüberzuleiten.

Die Lage der Brücke wurde unter Bedachtnahme auf günstige Verankerungs- und Hauptpfeilerfundierungsstellen gewählt. Die Annahme der Augenstabaufhängung führte zu einer bedeutsamen Neuerung: die mittlere Hälfte des Obergurtes des Gitterträgers wurde durch die Kabelglieder ersetzt (Abb. 1); die Kette hat Zug, der Obergurt Druck; durch Verwendung eines

Konstruktionselementes statt zweier heben sich die Kräfte zum großen Teile auf, und eine bedeutende Materialersparnis wird erzielt. Diese Form des Obergurtes weist jedoch noch einige weitere Vorteile gegenüber der Parallelgurtung auf; denn mit Rücksicht auf die größtmögliche Wirtschaftlichkeit soll der Träger eine Form haben, die sich der Änderung der maxim. Biegemomente möglichst anpaßt. In einem Hängebrücke-Steifbalken treten die größten Biegemomente in der Nähe der Viertelpunkte auf; somit ist der wirtschaftlichste Querschnitt jener, der die größte Höhe ebendort und die kleinste in der Mitte und an den Enden aufweist. Einen weiteren Vorteil bietet diese Anordnung mit Rücksicht auf die Durchbiegung; die Größe dieser Deformation hängt bei halbseitiger Belastung von der Trägerhöhe in der Nähe der Viertelpunkte ab. Durch die Vermeidung der parallelgurtigen Type hat man dieser Forderung im hohen Maße

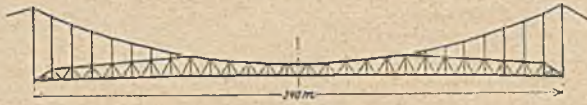


Abb. 1. Ansicht.

Rechnung getragen, da die Höhen bei den Viertelpunkten zweimal so groß sind, wie sie beim Parallelträger gewesen wären. Der Ersatz der Obergurte durch die Kabelglieder und die damit verbundene ökonomische Wahl der Trägerprofile bewirkten eine Verminderung der toten Last um ca. 30%, was sich wohlthätig auf die Durchbildung aller anderen Konstruktionsteile wie Kette, Türme, Pfeiler und Verankerungen auswirkte. Und zwar wurde die zul. Spannung von 1400 kg/cm² ermaßigt und ein Spielraum für künftigen Lastzuwachs gewonnen. — Obwohl die Ökonomie als leitender Gedanke bei der Wahl dieses Entwurfes vorherrschte, brachte die Projektänderung eine gewaltig gesteigerte Steifigkeit (300%) als einen weiteren Nebenvorteil ein. Eine Erhöhung der Starrheit um ungefähr 25% mag der Ersetzung der Drahtkabel durch Gliederstäbe zugeschrieben werden; die übrigen 275% sind eine direkte Folge der neuen Form der Versteifungskonstruktion. Denn die Starrheit einer Hängekonstruktion ist für die kritische halbseitige Belastung von der Steifigkeit in der Nähe der Viertelpunkte abhängig. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Projekt 4mal so steif ist bei nur 2/3 des Materialverbrauches. Die großen Kabelquerschnitte spielen im mittleren Teil die Rolle des Windverbandes und erhöhen die Seitensteifigkeit; durch die direkte Verbindung des Kabels mit dem Gitterträger wird eine ideale Längsversteifung erzielt.

Beim Bau der Florianopolis-Brücke fand für die Kabelerrichtung ein neues Material in Gestalt von hochfesten Stahlkettengliedern zum erstmaligen Verwendung. Dieses Material, ein Fabrikationsgeheimnis der „American Bridge Company“, soll mit einer Arbeitsspannung von 3500 kg/cm² angewendet werden. Die Elastizitätsgrenze beträgt 5200 kg/cm², die Bruchspannung 7400 kg/cm², die Dehnung 5%. Nach dem Auswalzen zur Augenstabform werden die Stücke einzeln in einem Glühofen einer besonderen Behandlung unterworfen, die dem Material die erforderliche Elastizitäts- und Bruchgrenze verleiht. Die Stäbe sind 30,48 cm (12 in.) breit und ihre Stärke variiert zwischen 3,5 und 5 cm (1 3/8—2 in.) die Köpfe sind um 1/8 dicker. Die Längen bewegen sich zwischen 6 und 14 m (20 bis 45 Fuß) (Fig. 2).

Die Kettentürme, ungefähr 70 m hoch, sind gelenkig gelagert und zwar in Amerika zum erstmaligen. Dadurch werden die vom ein-

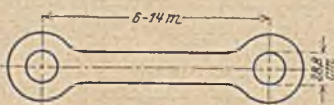


Abb. 2. Kettenglied.

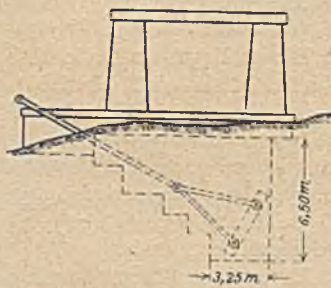


Abb. 3. Verankerung.

seitigen Kabelzug herrührenden Biegespannungen in den Pylonen sowohl wie in Pfeilern, vermieden, die dadurch erzielte Materialersparnis beträgt ungefähr 20%. Die beiden Pylonenstände, die aus einem doppelten Kastenquerschnitt bestehen, werden durch diagonale und transversale Ausfachungsglieder miteinander verbunden und bilden durch ihren trapezförmigen Verlauf einen bequemen Durchzug für den Gitterbalken. Die Querschnitte wurden unter Annahme von 1700 t Vertikallast von den Kabeln für einen Ständer und einen Seitenzug von 34 t vom Windangriff entworfen. Dazu kommen noch Vertikalkräfte vom Steifbalken und Zufahrtsviadukt für die tiefer liegenden Turmglieder. Die größte auf ein Gelenk entfallende Vertikallast beträgt 2200 t. — Die Verankerungsstellen wurden in U-Form ausgeführt. Jedes Ankerkabel wurde in zwei Teile geteilt und mit ca. 5 m langen Ankerträgern verbunden, das ganze in Beton eingebettet und mit einem Betonaufbau versehen (Abb. 3). Die zylindrischen Hauptpfeiler, von den der eine auf Felsen, der andere auf Pfählen gegründet ist, haben einen Durchmesser von 5 m und verlaufen nach

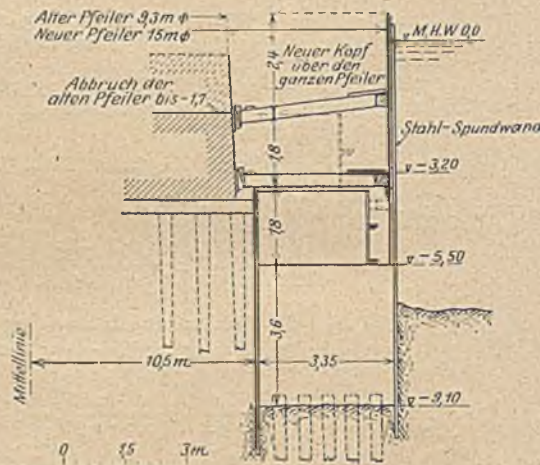
unten quadratisch, mit einigen Abstufungen. — Der Brückenquerschnitt besteht aus einer 8,5 m breiten Fahrbahn, mit einer fast durch die Mitte gehenden, 1-gleisigen 1 m-spurigen elektrischen Bahn, mit einem 60 cm weitem Wasserrohr von der einen, und einem 2,7 m breitem Gehweg von der anderen Seite. — Für die Dimensionierung des Steifbalkens wurde die bewegliche Last mit 3,3 t/m, für das Kabel mit 2,8 t/m in Rechnung gestellt. Die Spannkraften wurden nach der Methode der elastischen Gewichte gerechnet; die Querschnitte der Trägerglieder bestehen aus den im Brückenbau üblichen Profilen; der Kabelquerschnitt besteht aus 4 ähnlichen Stabgliedern, 30 cm breit, 3,5—5 cm stark. — Die Zufahrtsviadukte haben eine Gesamtlänge von 345 m die Lichtweite vom Widerlager zu Widerlager beträgt 818 m. Der Hauptträger ist leicht nach einer Parabel gesprengt, die Viadukte fallen mit 2 1/2% gegen die Widerlager. Die Kabelform ist weder Parabel noch Kettenlinie, sondern ein durch drei Punkte gehendes Gleichgewichtspolygon, und zwar durch die beiden Turmspitzen und den um 36,6 m (120 Fuß) tiefer liegenden Punkt in der Mitte. — Die Kettenglieder werden durch 28,7 cm starke Bolzen miteinander verbunden. Die gesamte tote Last wird von der Kette aufgenommen, so daß der Versteifungsträger nur für bewegliche Last, Wind- und Temperaturspannungen dimensioniert wurde.

Der Erfolg der ganzen Konstruktion hing von der richtig durchgeführten Aufrichtung des Kabels ab. Dazu wurde ein aus 24 Parallellitzen bestehendes Arbeitsseil gebraucht. Durch Laufkatzen und Hebezeuge wurden die einzelnen Kettenglieder an ihrem künftigen Standort gebracht, miteinander durch Bolzen verbunden und auf dem Seil aufgehängt; nach der erfolgreichen Beendigung des ganzen Kabels wurde dasselbe vom Arbeitsseil abgenommen und schwebte nun freitragend. Die Verwendung von Gerüsten wurde überhaupt vermieden und die Arbeit gestaltete sich einfach und billig; die ganze Feldarbeit, welche über ein Jahr dauerte (1924—25), wurde ohne Verlust an Menschenleben durchgeführt. Das Gesamtgewicht der Florianopolis-Brücke beträgt ca. 4400 t; die aufgewendete Betonmenge 14 500 cu. yd. (ca. 11 000 m³). Die Gesamtkosten belaufen sich auf \$ 1 400 000 und bleiben innerhalb des Voranschlages.

Die Florianopolis-Brücke erweist sich demnach als ein praktisches, sicheres und wirtschaftliches Konstruktionswerk der modernen Bauingenieurkunst. Ing. Dr.-techn. J. Mandelker, Wien.

Gründungsschwierigkeiten bei der Verbreiterung des Mittelpfeilers der Drehbrücke in Providence.

Der Mittelpfeiler der Drehbrücke über den Providencefluß in Providence (Rhode-Island), der von 9 auf 15 m Durchmesser wegen Verbreiterung der Drehbrücke verstärkt werden mußte, sollte verbreitert werden durch Umschließung des alten Pfeilers mit einer schweren stählernen Spundwand, Schlagen neuer Tragpfähle für das Ringmauerwerk und eine äußere stählerne Spundwand, Ausbaggern des Zwischenraumes und Ausbetonieren im Trocknen. Während des Eintreibens der inneren Spundwand senkte sich der Pfeiler derart, daß die Enden der 86,6 m langen Drehbrücke 70 cm in der Höhe auseinanderkamen und sie nicht mehr durchgedreht werden konnte. Die Ursache war, wie nachträgliche Laboratoriumsversuche mit Bodenproben zeigten, daß durch die ständige Erschütterung beim Rammen die Hohlräume des Triebandes unter dem Pfeiler sich von 39 bis 42% auf 31 bis 34% verkleinerten. Die fehlenden 3 m der inneren Spundwand wurden daraufhin nicht mehr geschlagen und im Einvernehmen von drei Sachverständigen, der städtischen Bauverwaltung und der Bauunternehmung das Gründungsverfahren geändert. Die Drehbrücke wurde abgetragen, die Tragpfähle und die äußere Spundwand geschlagen, der Boden um die Tragpfähle bis 9 m unter Null ausgepumpt, die Pfähle durch Taucher 30 cm darüber abgeschnitten, das abgeundene Bewehrungsnetz eingebracht und darauf in 40stündiger ununterbrochener Arbeit 510 m³ Gründungsbeton unter Wasser eingefüllt (s. Abb.). Die weiteren drei Betonschichten wurden im Trocknen eingebaut, wobei die 2,5 m starke oberste Schicht mit Graniteinfassung sich über den ganzen Pfeiler erstreckte. Die neue 1536 Tonnen (je 900 kg) schwere Drehbrücke wurde 1,5 km unterhalb zusammengebaut, auf Leichterschiffen eingefahren und konnte am 15. August 1927 dem Verkehr übergeben werden. (Nach D. W. Murphy, beratender Ingenieur in Los Angeles, in Engineering-News-Record vom 8. Dez. 1927, S. 927—929 mit 3 Abb.)



Bau einer 5 Meilen langen Betonversuchsstraße in Kalifornien.

Berichtet nach „Engineering News-Record“ 1927, Vol. 99, Heft 1, von Dipl.-Ing. Brandt, z. Zt. Karlsruhe i. B.

Die Kalifornische Straßenbaukommission erbaute vor kurzem eine etwa 5 Meilen lange Versuchsstraße aus Beton, auf der die Einwirkungen des Verkehrs sowie der Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen hauptsächlich bezüglich ihres Einflusses auf die Rissebildung beobachtet werden sollen. Die Straße, welche auf ihre ganze Länge durch eine Längsfuge geteilt ist, ist 6,10 m breit und 15 cm bzw. 18 cm stark. Sie gehört zu den größten je gebauten Betonversuchsstraßen und ist ein Teil einer schwer befahrenen Landstraße im Bezirk Ventura. Sie unterscheidet sich dadurch, daß sie dem Verkehr des öffentlichen Straßennetzes unterworfen ist, wesentlich von den bestehenden Versuchsstraßen in Bates, Pittsburg und Arlington, welche sämtlich für einen künstlich konzentrierten Verkehr gebaut wurden.

Die Straße, deren Querschnitte in Abb. 1 dargestellt sind, ist abgesehen von zwei größeren Abschnitten an ihrem Anfang und Ende in einzelne Beobachtungsabschnitte von je rd. 365 m Länge geteilt.

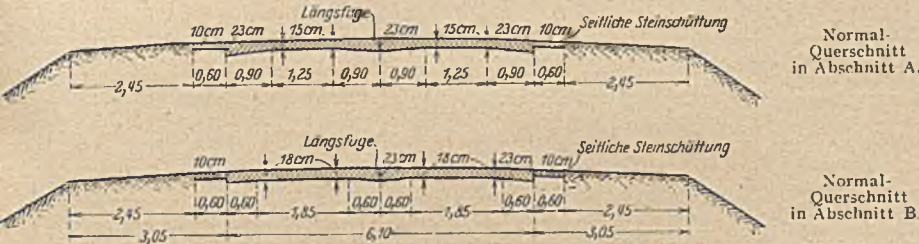


Abb. 1. Querschnitte der Versuchsstraße.



Abb. 3. Detail einer Querausdehnungsfuge.



Abb. 2. Detail einer Längsblindfuge.

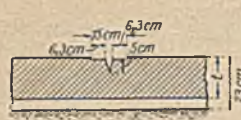


Abb. 4. Detail einer Quersblindfuge.

Die Anordnung dieser Abschnitte geht aus der beigelegten Zusammenstellung hervor. Sie ist so gewählt, daß Verschiedenheiten in der Untergrundbeschaffenheit sowie etwaige Unterschiede der Verkehrsstärke in den beiden Fahrtrichtungen ausgeglichen werden, so daß ein abschließender Vergleich bezüglich der Wirksamkeit der einzelnen Anordnungen möglich wird.

Die in Straßenmitte verlaufende Längsfuge, die wie eine V-förmige Nute ausgebildet ist, erhielt unter dieser Nute eine auf die ganze Länge durchlaufende Holzeinlage, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist. An den Ausdehnungsquerfugen, die in einem Abstand von 18,30 m liegen, wurden Dübel eingesetzt. Diese Fugenkonstruktionen entsprechen der jetzigen Norm in Kalifornien. Zwischen den eigentlichen Ausdehnungsfugen (expansion joints) liegen Zwischenquerfugen in Abständen von ungefähr 6,10 m, die als „Blindfugen“ („dummy joints“ or weakened planes, siehe Abb. 4) ausgebildet sind. Die Konstruktion von Scheinfugen ist an und für sich nichts Neues, sie wurde bereits in einer Betonstraße in Seattle (Washington) in ganz ähnlicher Weise wie hier angewendet. Jedoch ist die bei der kalifornischen Versuchsstraße getroffene Anordnung, jede dritte Fuge als normale Ausdehnungsfuge auszubilden und nur die dazwischenliegenden als Blindfugen neu und erstmalig dort zur Ausführung gekommen. Man versucht durch die Blindfugen in verhältnismäßig kurzen Abständen von 6,10 m die Rissebildung auf diese künstlich geschwachten Stellen der Betonplatten zu konzentrieren. Dadurch, daß sich der Riß aller Wahrscheinlichkeit nach auf dem Grunde der Nute bildet, ist auch die direkte Umgebung dieses Risses, in der ja die Zugfestigkeit des Betons überwunden und dadurch sein Gefüge gelockert ist, vor den Einwirkungen des Verkehrs geschützt. Um aber dem Beton die Möglichkeit zu geben, sich bei Temperaturerhöhungen bzw. beim Schwellen ausdehnen zu können, fügte man alle 18,30 m die in Abb. 3 dargestellten Ausdehnungsfugen ein. Man hat auf diese Weise gewissermaßen die beiden Volumenveränderungen des Betons zwei verschiedene Arten von Fugen zugewiesen.

Der Straßenbeton enthielt etwa 400 kg Zement auf den Kubikmeter fertigen Beton.

Der Frage der Armierung wurde besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Um Rissebildungen an den Ecken der Platten zu verhindern, wurden die einzelnen Felder ringsherum an allen ihren Kanten bewehrt, insbesondere auch parallel zu den Querfugen. Sämtliche längslaufenden Eiseneinlagen wurden an den Ausdehnungs- und Blindfugen unterbrochen. Nur die 19 mm starken eisernen Dübel, die mit einem Ende gleiten konnten, gingen durch die Fugen hindurch. In den Ausdehnungsfugen verlegte man zehn etwa 60 cm lange Dübel,

in den Blindfugen nur vier, sie wurden durch eiserne Pflöcke, die man in den Untergrund hineinschlug, während des Betonierens in ihrer Lage gehalten.

Der eigentliche Vorgang beim Bau der Straße war folgender: Zu beiden Seiten der 6,10 m breiten Straße wurden zwei 3,05 m breite Erdschüttungen aufgeworfen, auf denen die beiden Mischmaschinen Aufstellung fanden. Der Verkehr wurde für die Zeit der Bauarbeiten gänzlich von der Straße ferngehalten. Der Antransport der Materialien zu den Mischmaschinen geschah in kippbaren Lastkraftwagen auf den seitlichen Erdschüttungen. Dadurch, daß man die eigentliche Straßenfläche frei ließ, war es möglich, die Vorkerhungen zum Verlegen der Armierungen und für die Fugen im voraus gänzlich fertigzustellen, wodurch der tägliche Arbeitsfortschritt gesteigert werden konnte. Überhaupt war die tägliche Arbeitsleistung trotz des zum Teil sehr widrigen Wetters recht ansehnlich: bis zu 300 cbm Beton wurden an den meisten Tagen verarbeitet, d. h. ca. 275 lfdm Straße hergestellt.

Schwierig war es, die Armierung während des Betonierens in ihrer richtigen Lage zu halten; man versuchte dies auf dreierlei Weise zu erreichen. Einmal wurden eiserne Pflöcke in den Untergrund geschlagen und daran die Längsarmierung mit Drähten befestigt; dann verwendete man bewegliche Stützeisen, die wieder herausgezogen und weiterverwendet wurden, nachdem der Beton eingebracht war. Schließlich nahm man steife Profileisen, bog sie und schweißte Haken daran, an denen die Armierung befestigt wurde. Diese Profileisen wurden in den Untergrund geschlagen und verblieben dort. Diese Methode bewährte sich am besten.

Nachdem die „Armierungsträger“ versetzt waren, wurde die erste Lage Beton eingebracht und bis zur Unterkante der Armierung mit einer Schablone abgeglichen. Dann brachte man die Drahtnetzarmierung bzw. die netzartig zusammengeflochtenen Stabeisen auf die Betonunterlage und befestigte sie an den eisernen Pflöcken mit Drähten. Nun wurde in der üblichen Weise die obere Betonschicht eingebracht, gestampft und geglättet. Gegen das Einbringen des Betons in zwei Lagen, von denen die untere wieder zum Verlegen der Armierung betreten werden muß, ließe sich natürlich manches einwenden. Doch erwies sich dieses Verfahren als das geeignetste, um die Armierung in ihrer Lage zu erhalten. Damit durch die Arbeiter nicht zu viel Schmutz auf die untere Lage gebracht wurde, legte man zu beiden Seiten des Betonpflasters auf die Erdschüttungen Zeltplanen,

auf denen die Arbeiter vor dem Betreten des Betons ihre Füße reinigen mußten. Auch brachte man an heißen Tagen die untere Schicht etwa nasser ein, um den Verdunstungsverlust zu kompensieren.

Beträchtliche Schwierigkeiten bereitete die Herstellung der Blindfugen. Ursprünglich war im Unternehmervertrag vorgesehen, diese querlaufenden Blindfugen genau so auszubilden wie die Längsfugen. Aber es stellte sich heraus, daß das hier angewandte Verfahren sich nicht auf Querfugen übertragen ließ. E. B. Brown, Chefingenieur der Abteilung V, bildete ein Verfahren heraus, das schließlich hier zur Anwendung kam. Nachdem der Beton geglättet war, drückte man einen V-förmigen Fugenschneider in den Beton. In die entstehende Nute brachte man etwa 6 mm tiefer als die Oberfläche ein Profileisen, das 6,05 m lang war und nach der Straßenkrone gebogen wurde. Es war nach unten zugespitzt und mit Löchern versehen, um es leicht ziehen zu können. Nun wurde über dieses Profil hinweg mit dem Finisher die Oberfläche abgerieben und geglättet, bis sie an der Fuge genau so glatt war wie an anderen Stellen. Nachdem der Beton ein wenig angezogen hatte, fuhr man mit einem Kantenschneider an beiden Seiten des Profileisens entlang und schnitt dort eine Art Fuge. Nach weiteren 4 Stunden Abbindezeit wurde das Profileisen herausgezogen und anderweitig verwendet. Man achtete ganz besonders darauf, daß das Profileisen vollständig sauber und gut eingölt war.

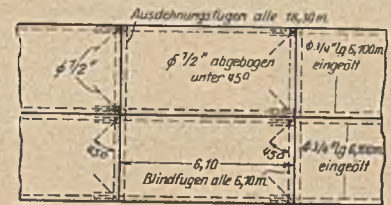


Abb. 5. Spezialarmierung für die Abschnitte mit magerem Mischungsverhältnis.

Abweichend von den übrigen Abschnitten wurden zwischen Punkt 22 + 60 und 25 + 100 das Mischungsverhältnis geändert, und zwar enthielt hier der Kubikmeter fertigen Betons nur 340 kg Zement, auch wurde hier eine Spezialarmierung verwendet, wie sie in Abb. 5 dargestellt ist. Die Längseisen wurden auf ihre ganze Länge stark eingölt, damit sie als Dübel wirkten. Ein späterer Vergleich soll zeigen, ob der Verband zwischen Eisen und Beton zur Übertragung der Zugkräfte wertvoller ist als die Dübelwirkung beim Fehlen eines Verbandes zwischen beiden. Auch soll in diesem Abschnitt unter

sucht werden, ob unter 45° abgeboogene Eiseneinlagen in den Ecken der Platten die Rissebildung an diesen Stellen zu verringern vermögen. Auch wurde zwischen Punkt 37 + 50 und 39 + 50 der Untergrund schlecht entwässert, um seine Tragfähigkeit zu vermindern; als Ausgleich wurden dafür in diesem Abschnitt die Betonplatte (um 2,5 cm) sowie die Armierung verstärkt.

In den drei nördlichen Abschnitten, die eine gewöhnliche Plattenarmierung erhielten, wurden die Eiseneinlagen nicht 7,5 cm, wie in den übrigen Abschnitten, sondern nur 5 cm unter der Betonoberfläche verlegt. Man will hier beobachten, ob diese Abweichung sich bemerkbar macht in einer Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen Temperaturzugspannungen und Biegunzugspannungen infolge schwerer Verkehrslasten.

Infolge des hohen Alkaligehaltes im Boden wurde zwischen Punkt 226 + 00 und 256 + 00 der vorbereitete Untergrund mit einem Asphaltölgemisch zweimal begossen; der erste Aufguß enthielt 40—50% Asphalt, der zweite 80—90%. Der Boden hatte ein lineares Schwindmaß von 5—8%. Da wo die Asphaltisolation unter der Betonstraße fehlte, fügte man eine Sandschicht ein, um den Straßenbeton gegen das Schwinden und Schwellen des Untergrundes zu schützen.

Die Ausführung der Betonversuchsstraße lag in den Händen einer Privatfirma aus Ventura in Kalifornien und wurde von den Ingenieuren des Kalifornischen Straßenbauamtes überwacht. Ein ausführlicher Bericht über die Straße, dem die obigen Angaben entnommen sind, ist in den Veröffentlichungen des Kalifornischen Straßenbauamtes von Chefingenieur A. D. Griffin erschienen.

Zusammenstellung über die Aufteilung der Versuchsstraße in einzelne Abschnitte.

Südwestliche Hälfte der Straße	Punkt	Nordöstliche Hälfte der Straße	Südwestliche Hälfte der Straße	Punkt	Nordöstliche Hälfte der Straße
Abschnitt A: Ausdehnungsfugen im Abstand von 15,25 m	18 + 05,99	Abschnitt A: Randbewehrung 16,2 qcm Stabeisen. Ausdehnungsfugen im Abstand von 15,25 m	Abschnitt B: Randarmierung 12 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand; Stabeisenarmierung	150 + 00	Abschnitt B: Randarmierung 12 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand; Netzarmierung
Abschnitt B: Randbewehrung 16,2 qcm Stabeisen. Ausdehnungsfugen im Abstand von 15,25 m; Netzarmierung	42 + 00	Abschnitt B: Randbewehrung 16,2 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen im Abstand von 15,25 m Stabeisenarmierung	Abschnitt A: Randarmierung 12 qcm Stabeisen; Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	162 + 00	Abschnitt A: Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand
Abschnitt A: Blindfugen 7,63 m Abstand; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	54 + 00	Abschnitt A: Bewehrt mit 12 qcm Stabeisen; Blindfugen 7,63 m Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	Abschnitt B: Randarmierung 12,0 qcm Stabeisen; Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand, Stabeisenarmierung	174 + 00	Abschnitt B: Randarmierung 12,0 qcm Stabeisen; Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand; Netzarmierung
Abschnitt B: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen. Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand. Netzarmierung	66 + 00	Abschnitt B: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen, Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand; Stabeisenarmierung	Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand	186 + 00	Abschnitt A: Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand
Abschnitt A: Blindfugen 6,10 m Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand	78 + 00	Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand	Abschnitt B: Randarmierung 12,0 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand; Stabeisenarmierung	198 + 00	Abschnitt B: Randarmierung 12,0 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand; Netzarmierung
Abschnitt B: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen. Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand; Netzarmierung	90 + 00	Abschnitt B: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand; Stabeisenarmierung	Abschnitt A: Randarmierung 12,0 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	210 + 00	Abschnitt A: Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand
Abschnitt A: Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	102 + 00	Abschnitt A: Randarmierung 12 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	222 + 00	Abschnitt A: Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand
Abschnitt A: Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	114 + 00	Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Blindfugen 7,63 m, Ausdehnungsfugen 15,25 m	Abschnitt A: Randarmierung 12,0 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand	234 + 00	Abschnitt A: Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand
Abschnitt A: Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand	126 + 00	Abschnitt A: Randarmierung 12 qcm Stabeisen; Blindfugen 6,10 m, Ausdehnungsfugen 18,30 m Abstand	Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	246 + 00	Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand
Abschnitt A: Randarmierung 16,2 qcm Stabeisen; Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand	138 + 00	Abschnitt A: Ausdehnungsfugen 15,25 m Abstand			
	150 + 00			281 + 46,55	

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 26. Januar 1928.

- Kl. 19 b, Gr. 4. M 97 036. Peter Marx, Köln-Lindenthal, Dürener Straße 253. Gießtrog zum Verteilen von bituminösen Flüssigkeiten auf Straßen und Plätzen. 18. XI. 26.
- Kl. 20 g, Gr. 1. T 33 778. Otto Thoma, Köln-Klettenberg, Petersbergstr. 44. Drehscheibe für Zweischienen-Hängebahnen. 8. VII. 27.
- Kl. 35 b, Gr. 3. R 67 252. Leo Rosenthal, Köln-Dellbrück, Auf der Jüchen 115. Wippkran mit wagrechtem Lastweg. 10. IV. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 7. M 98 303. Maschinenfabrik Otto Kaiser, St. Ingbert. Betonmischmaschine mit doppelkonischer, zur Mischung des Gutes in der einen und zur Entleerung in der entgegengesetzten Richtung umlaufender Mischtrommel. 12. II. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 18. Sch 69 219. Jenaer Glaswerk Schott & Gen., Jena. Filter; Zus. z. Pat. 407 769. 11. XII. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 25. P 48 998. „Prodor“ Fabrique de Produits organiques S. A. u. Dr. Marcel Levy, Genf, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von gegen Temperaturschwankungen widerstandsfähigen Behältern aus an sich unelastischen Pechbetonsegmenten. 23. X. 24. Schweiz 16. IV. 24.
- Kl. 85 d, Gr. 1. R 62 753. Karl Radlik, Schwedt a. d. O., Bahnhofstraße 12. Brunnenfilter mit Tauchrohr. 6. XII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 26. Januar 1928.

- Kl. 20 i, Gr. 11. 455 998. General Railway Signal Company, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Kassel-Wilhelmshöhe u. Dipl.-Ing. H. Hillecke, Berlin SW 61. Kraftbetriebene Weichenstellvorrichtung. 26. VIII. 26. G. 68 059.

- Kl. 20 i, Gr. 31. 456 048. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Kontaktvorrichtung zum Steuern von Signal- und Blockierungsanlagen für Fahrzeuge mit Bügelstromabnehmern. 21. VII. 26. A 48 335.
- Kl. 20 i, Gr. 38. 456 000. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Überwachungseinrichtung für den Zugverkehr, die durch Wechselstrom unter Vermittlung von Gleichrichtern betrieben wird. 12. IV. 25. W 69 098. V. St. Amerika 15. IV. 24.
- Kl. 37 a, Gr. 6. 456 059. Wilhelm Pfeifer, Mainz, Ludwig-Bamberger-Platz 8. Tonnendach. 17. V. 25. P 50 522.
- Kl. 37 f, Gr. 7. 546 060. Deutsche Werkstätten A. G., Hellerau b. Dresden. Betonkeller. 10. II. 26. D 49 831.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 455 938. Société Anonyme „Lap“, Paris; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Verfahren zur Verwendung von Tonerdezement in Verbindung mit gewöhnlichen Zementen. 1. IV. 25. S 69 488. Frankreich 1. IV. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 72. 455 929. Maschinenfabrik Louis Nagel, Inh. G. Lang, Karlsruhe. Einrichtung zum Fördern von trockenem, feinem Sand, insbes. zum Füllen der Sandbüchsen von Lokomotiven. 18. VIII. 25. M 90 990.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 455 863. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Abraumförderbrücke. 10. X. 22. A 38 596.
- Kl. 81 e, G. 136. 455 852. Richard Mühlhauser, Vöhringen a. d. Iller. Verfahren zum Erhöhen der Dichtigkeit von auszutragendem Gut. 29. VI. 26. M 95 142.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Städteheizung. Von Fichtl, Dr. Marx, Fröhlich. Bericht über die vom Verein Deutscher Heizungs-Ingenieure E. V. einberufene Tagung vom 23. und 24. Oktober 1925 in Berlin. Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin 1927. Geheftet RM 8.—

Die betreffende Tagung war einberufen, um einestils die breite Öffentlichkeit auf die betreffenden Fragen aufmerksam zu machen, andernteils um allen Fachgenossen die bisherigen Erfahrungen zugänglich zu machen. Die Leitsätze, die dem Ganzen zugrunde gelegt wurden, betrafen Allgemeines, die Planung, die Ausführung, den Betrieb derartiger Anlagen und gaben zuletzt statistisches Material.

Darauf fußten die Verhandlungen, die in dem Werk eingehend niedergelegt sind.

Daß die Städteheizung als Fernheizung heute viele Kreise bewegt, ist damit in Parallele zu setzen, daß wir in der Gegenwart bereits die allgemeine Versorgung mit Wasser, Elektrizität und Gas besitzen, und vielleicht wird man in 100 Jahren ebenso mitleidig auf unsere Zeit blicken wie wir auf die Zeit um 1820 und nicht begreifen wollen, daß in jedem Hause noch eigene Feuerstellen zum Beheizen der Räume benötigt wurden.

Das kleine Werk ist außerordentlich lehrreich und beleuchtet die Probleme von allen Seiten. Ich will nur wenig hier erwähnen: Entlastung der Verkehrswege von Lastfuhrwerken, Unterkellerung der Straßen, Kuppelung von Kraftezeugungs- und Wärmeverwertungsanlagen, Finanzierung usw.

Die Arbeit dürfte für Stadtbauämter unerlässlich sein, aber natürlich auch für die engere Fachwelt. Das Werk ist etwas umständlich zu lesen, geht aber auf alle Fragen und Einzelheiten ein und ist zu empfehlen. Prof. Alphons Schneegans, Dresden.

Österreichs Energiewirtschaft. Von J. Ornig. Mit 21 Abb. im Text, 2 farbigen Karten, 32 Tabellen und 3 Tafeln. Julius Springer, Wien 1927. Preis RM 36.—

Die geistige Oberschicht Österreichs hat mit einer erstaunlichen Elastizität die schweren Schläge aufgenommen, mit denen das Schicksal das unglückliche Land bedacht hat; und wenn das Gesamtvolk die sittliche Kraft aufbringt, seinen wirklich berufenen Führern mit Vertrauen zu folgen, dann wird man um Österreichs Zukunft nicht bangen dürfen.

Dieses Werk legt Zeugnis ab für eine höchster Anerkennung werte Schaffensfreudigkeit, die nicht etwa in weiten Plänen und Hoffnungen ihr Genüge findet, sondern in ernster positiver Arbeit zunächst ein klares Bild des bisher Geschaffenen aufweist und dann vorsichtig und mit ernstem Bestreben zur Objektivität aus den Zukunftsmöglichkeiten das Zweckmäßigste auszulesen sich bemüht.

Herr Ornig und die anderen Mitarbeiter an diesem durch den Österreichischen Wasserwirtschaftsverband angeregten Werk haben durch reiche eingehende Zusammenstellungen dafür Sorge getragen,

dem Leser eine ausgezeichnete instruktive Einsicht zu gewährleisten, die ihn in den Stand setzt, ein eigenes Urteil über das Bestehende und die gebotenen Möglichkeiten zu bilden.

Eine sehr sorgfältig gearbeitete Statistik gibt zunächst eine vollkommene Übersicht über die Wasserkraftanlagen von mehr als 500 PS; an sie schließen sich die „Merkblätter“ der Wasserkraftanlagen von mehr als 5000 PS an, d. i. kurze aber sowohl in technischer wie in wirtschaftlicher Beziehung durchaus vollständige Beschreibungen der einzelnen Werke. Diese beiden wichtigen Teile des Werkes stammen im wesentlichen aus der Feder des Herrn Ornig, die in den Merkblättern enthaltenen Angaben über die Elektrisierung der Bahnen verdankt man dem Sektionschef Dittes. Der Herausgeber hat dann noch eine Statistik über die Wärmekraftanlagen über 2000 PS beigetragen, während Merkblätter der Schalt- und Umspannwerke über 40 kV und der Höchstspannleitungen über 40 kV von Direktor L. Kallir bearbeitet sind.

Mit diesen Daten zusammen mit der ausgezeichneten Abhandlung von Ing. H. Grengg, dem um die Hydrographie der Alpen wohl verdienten, über die natürlichen Grundlagen der Wasserkraftnutzung in Österreich, der zwei wertvolle große Karten (Wasserkraftanlagen, Energiewirtschaft) beigefügt sind, ist dann die feste Basis gegeben, auf der zunächst Ornig seine allgemeinen Ausführungen über die österreichische Energiewirtschaft, über Wesen und Aufgabe der Verbundwirtschaft überzeugend aufzubauen vermag, denen sich dann unmittelbar Kallir mit seiner Abhandlung über die elektrische Fernübertragung der Allgemeinversorgung anschließt. Auch er darf zu dem Schluß kommen, daß keine erheblichen Schwierigkeiten für die weitere Ausgestaltung vorliegen. Das Hauptproblem bildet die Übertragung der in Wien und Niederösterreich in der ferneren Entwicklung erforderlichen Energie aus Oberösterreich und Steiermark, die hier als Überschußländer in Frage kommen. Diese Aufgabe läßt sich aber unter weitgehender Ausnutzung der schon ausgebauten Leitungen durch Hinzufügung von mit denselben verkuppelten neuen Leitungen lösen.

Im nächsten Abschnitt des Werkes gelangen Spezialaufgaben zur Darstellung: die Elektrisierung der österreichischen Eisenbahnen durch Sektionschef Dittes, die Verwendung der Elektrizität für metallurgische Zwecke in der österreichischen Eisenindustrie durch Prof. von Keil-Eisentrup und endlich die Energiewirtschaft in der österreichischen Papierindustrie von dem Herausgeber J. Ornig. Die Schlußkapitel behandeln das österreichische Wasserrecht (Ministerialrat Wichtizky) und die Elektrizitätsgesetzgebung (Sektionschef Pokorny).

Durch das Zusammenwirken berufenster Männer ist so ein Werk geschaffen, welches dem Gegenstande eine in der Tat vorbildliche Darstellung gegeben hat, die nicht nur einen zuverlässigen Überblick über das Ganze gewährt, sondern auch in allen den zahlreichen Einzelfragen, die hier auftreten, eine vollkommene Unterrichtung bietet Gravelius.

Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern. Von Dr.-Ing. Th. Wyß, Privatdozent für Statik und Brückenbau an der Technischen Hochschule Danzig. Mit 432 Abb. Verlag von J. Springer, Berlin 1926. Geb. RM. 25,50.

Der Verfasser, der durch seine Spannungsuntersuchungen an Knotenblechen eiserner Tragwerke bekannt geworden ist, übergibt in dem vorliegenden Werke der Öffentlichkeit eine weitere bedeutsame Arbeit. Sie bildet in vieler Beziehung deren Erweiterung und Verallgemeinerung.

Es ist leider eine bekannte Tatsache, daß die Festigkeitsuntersuchungen des Bauingenieurs durch die üblichen Methoden der Bau- und Balkenbiegelehre in sehr summarischer Weise erfolgen und daß sich der Konstrukteur nur in seltenen Fällen die Mühe nimmt, die Übertragung der in einen Bauteil eingepprägten Kräfte zu verfolgen. Das gilt insbesondere bei Eisenkonstruktionen von allen Verbindungen und im Eisenbeton von der Form der Bewehrung. Die Überwindung der hier auftretenden Schwierigkeiten wird vermehrt, wenn der Fließzustand des Werkstoffs erreicht wird und eine Abwanderung der inneren Kräfte aus den bedrohten Zonen in solche mit geringerer Beanspruchung eintritt. Man darf annehmen, daß derartige Beobachtungen in jeder Konstruktion angestellt werden können. Die andauernde Steigerung der zulässigen Beanspruchung des Werkstoffs, die Verwendung von Baustahl höherer Festigkeit, die durch den Schnellverkehr wachsenden dynamischen Wirkungen zwingen dazu, der Übertragung der äußeren Kräfte, der Verteilung der Molekularkräfte im Werkstück, eine größere Bedeutung beizumessen, als das bisher in der Regel der Fall gewesen ist.

Das Hilfsmittel, dessen sich der Verfasser bedient, um diese wichtige Aufgabe einer Lösung näher zu bringen, ist der Begriff des Kraftfeldes, der in der Physik schon eine allgemeine Verwendung findet. Der Verfasser behandelt daher auch im ersten Teil des Werkes zunächst die verschiedenen mit dem Kraftfeld verwandten Arten von Feldern, von denen namentlich diejenigen hier interessieren, die mit dem Strömen von Flüssigkeiten im Zusammenhang stehen. Er gibt hierauf eine eingehende Darstellung der mathematischen Zusammenhänge, die für Tensorlinien, Trajektorien und Kraftflächen bestehen, und behandelt hierbei ausführlich die auftretenden Singularitäten, denen eine für die Entwicklung und Beurteilung der Felder außergewöhnliche Bedeutung zugewiesen wird.

Der zweite Teil ist den ebenen Spannungszuständen gewidmet, deren Mechanik zunächst ausführlich mathematisch behandelt wird. Hierbei werden die Kraftfelder aus reiner Torsion ausführlich beschrieben. Mit diesen Ergebnissen rein wissenschaftlicher Art wendet sich der Verfasser dann der Aufgabe zu, den Kraftfluß in zahlreichen Konstruktionen zu studieren. Dies geschieht teils durch Aufsuchen der Singularitäten der Felder, teils durch deren Zurückführung auf einfache Fälle. Damit ist die Verbindung zu zahlreichen technischen Aufgaben hergestellt. Man gewinnt hieraus den Eindruck, daß dem Leser eine Gedankenwelt nahe gebracht werden soll, die zwar in vieler Beziehung auch schon in der technischen Literatur berührt sein mag, aber nirgends mit diesem Nachdruck und in dieser Vollständigkeit vertreten worden ist. Der Verfasser hat sich daher mit dieser Arbeit ein großes Verdienst erworben, die weite Kreise zur Erforschung der Kraftfelder in Werkstoffen veranlassen dürfte.

Der Schluß des Werkes wird durch die Beschreibung von Versuchen über den Spannungszustand an einspringenden Ecken und Knotenblechen gebildet, aus denen auf die vorhandenen Kraftflächen geschlossen wird. Schließlich werden die Ergebnisse der Arbeit auch für die zweckmäßige Ausbildung der Bewehrung von Bauteilen des Eisenbetons herangezogen.

Das Studium des Werkes verlangt ernste Arbeit und wissenschaftliche Einstellung zu den Aufgaben des Konstrukteurs, enthüllt dann aber auch den Weg, den die künftige Entwicklung von theoretischer und versuchstechnischer Forschung gehen wird, um das Arbeiten eines Bauteils besser zu beherrschen, als das heute noch der Fall ist.
Beyer.

Bauaufsicht und Bauführung. Handbuch für den praktischen Baudienst. Von Kgl. Baurat G. Tolkmitt †. 5. neubearbeitete Auflage. Herausgegeben von Magistratsoberrat M. Rendschmidt. 3. Band: Berechnung und Ausführung von Ingenieurbauten. 294 Seiten mit 105 Textabbildungen. Berlin 1927, Verlag: Wilhelm Ernst u. Sohn. Preis geh. RM. 7,80, geb. RM. 8,70.

Um es gleich vorwegzunehmen, dem Buche fehlt die gleichmäßige Einhaltung der durch die gestellte Aufgabe vorgezeichneten Richtschnur, ein Ratgeber für den praktischen Baudienst zu sein. Lediglich die Kapitel Wasserbau, Eisenbahnbau und Straßenbau lassen die Absicht der Verfasser klar erkennen, dem Ingenieur auf der Baustelle das erforderliche Rüstzeug an die Hand zu geben. In den anderen beiden Kapiteln Brückenbau sowie Be- und Entwässerung der Städte gehen die Verfasser über den Rahmen der gestellten Aufgabe hinaus, behandeln die Entwurfsarbeiten und bringen daher eher eine unvollständige Wiederholung des gleichen in verschiedenen Sonderwerken bearbeiteten Stoffes. Vielleicht wäre diese ungleichmäßige Behandlung der gestellten Aufgabe vermieden worden, wenn das sämtliche Sondergebiete gemeinsame Baustellen-Rüstzeug in einem Sonderkapitel vorweggenommen worden wäre. Unbedingt zu vermissen sind in diesem Zusammenhange aber die für den Bauleitenden gleichsam wissenswerten Grundlagen des Verdinge-

und Vertragswesens, der Baustelleneinrichtung, der Rechnungslegung, der Kalkulation verschiedener grundsätzlicher Leistungen, der sozialen Fürsorge u. a. m. Bei einer Neuauflage wäre eine entsprechende Erweiterung und teilweise Umarbeitung des sonst sehr wertvollen Handbuchs für den praktischen Baudienst zu erwägen.

Dr. Ehnert.

Fließverfahren zur Unterscheidung pflanzlicher Öle. Von Paul Jäger. Verlag: Forschungs- und Lehrinstitut für Anstreichertechnik, Stuttgart-Feuerbach. Preis broschiert RM. 1,60.

Die vorliegende, mit 22 Abbildungen ausgestattete Broschüre gibt eine Anweisung auf Grund der Jäger'schen Versuche, wie bei der Prüfung der Öle zu verfahren ist, um pflanzliche Öle voneinander zu unterscheiden.

Es handelt sich hierbei um ein Fließverfahren, das darauf beruht, daß man Öltropfen auf ein saugendes, nicht zu dünnes Papier setzt und dieses auf eine Glasplatte in genau horizontaler Lage bringt, so daß die Tropfen sich frei und gleichmäßig in einer Ebene ausbreiten können.

Genauer dürfte der Fachmann aus dem klaren Text und den guten Abbildungen der Broschüre ersehen.

M. Foerster.

Über die Methoden zur Gütebewertung von Zement. Von Dr. F. Haegermann. Sonderabdruck aus Zement, 16. Jahrgang Nr. 42. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1927.

Es handelt sich im vorliegenden Falle um die Wiedergabe des von Dr. F. Haegermann im Herbst 1927 auf dem Internationalen Kongreß für die Materialprüfungen der Technik in Amsterdam gehaltenen Vortrags. Hier seien nur die vom Vortragenden kurz zusammengefaßten Ergebnisse seiner Prüfungen, die allgemeine Bedeutung haben, wiedergegeben:

1. Starke Abweichungen in den Ergebnissen der Abbindezeit berechtigten zu der Forderung, daß die Grenzen in den Normen nicht zu eng gezogen werden. Erfüllt ein Zement bezüglich der Abbindezeit nicht die Normenvorschriften, so ist die Probe an einem anderen Tage zu wiederholen; vorteilhaft ist, eine andere Prüfungsstelle mit der Ausführung zu betrauen. Die Ergebnisse sind zu schwankend, als daß auf Grund einer einzigen Prüfung oder der Prüfung einer Anstalt große Lieferungen zur Verfügung gestellt werden können.

2. Bei allen Prüfungsverfahren muß mit Schwankungen von rd. 10% in den Ergebnissen der Druckfestigkeit und mit 20% in denen der Zugfestigkeit gerechnet werden. Dies sollte bei der Aufstellung von Mindestfestigkeiten berücksichtigt werden. — Jedenfalls hat sich die Zugprobe als unsicherer erwiesen als die Druckprobe.

3. Vollkommen versagt haben in den vorliegenden Fällen die Proben mit reinem Zementbrei. Der grobgemahlene Zement mit der geringeren Sandfestigkeit ergibt in der Mehrzahl der Fälle bessere Werte der reinen Zementprobe als der feingemahlene hochwertige Zement. In einem Falle ist selbst ein Rückgang in der Festigkeit der reinen Probe von 7 zu 28 Tagen festgestellt worden, obwohl die Sandfestigkeit zunimmt.

Die Probe mit reinem Zementbrei erscheint für die Beurteilung von Zementen nicht geeignet.

4. Zur Feststellung der Hochwertigkeit eines Zementes sind frühzeitige Prüfungstermine erforderlich. Aus den Ergebnissen nach 7 und 28 Tagen, vor allem in Normen, die nur Zugproben vorsehen, kann die Hochwertigkeit — die im wesentlichen in der Auslösung der Erhärtungsenergie in kurzer Zeit begründet ist — nicht immer einwandfrei erkannt werden. Es sollen also die Normen den Fortschritten in der Güte der Zemente Rechnung tragen, und zwar nicht nur bezüglich der absoluten Höhe der Festigkeitsszahlen, sondern auch bezüglich des Prüfungsverfahrens und der Prüfungstermine.

M. Foerster.

Mathematisches Praktikum. Von H. v. Sanden. 122 Seiten mit 17 Fig. im Text und 20 Zahlentafeln als Anhang. B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1927. Geb. RM. 6,80.

Für den Ingenieur, der die Mathematik nicht um ihrer selbst willen betreibt, dem sie vielmehr nur ein Hilfsmittel sein soll, ist es notwendig, daß er in der Lage ist, die mathematischen Verfahren und Sätze auf die in der Praxis vorkommenden Aufgaben anzuwenden. Dabei ist noch zu beachten, daß die eleganteste analytische Herleitung für den Praktiker wertlos wird, wenn er ihr Ergebnis nicht zahlenmäßig auswerten kann. Den hieraus sich ergebenden Forderungen soll die als „Mathematisches Praktikum“ bezeichnete Aufgabensammlung dienen; sie zeigt dementsprechend die Anwendbarkeit der Mathematik auf technische Aufgaben an Hand von passenden Beispielen. Die gewählten Aufgaben sind derart, daß ihr sachlicher Inhalt leicht zu verstehen ist, durch diesen also die Aufmerksamkeit des Lesers nicht abgelenkt wird. Die den Aufgaben beigefügten Lösungen sind vollständig durchgeführt; insbesondere ist auch die Durchführung der Zahlenrechnung ausführlich erläutert.

Außer einer kurzen, besonders mit Rücksicht auf die allgemeinen Bemerkungen über die Ausführung von Zahlenrechnungen sehr lesenswerten Einleitung enthält das Buch sechs Abschnitte, in denen der Rechenchieber, der Satz von Taylor, die Auflösung von Gleichungen, die Grundzüge der Ausgleichsrechnung, die numerische Integration und Differentiation, die Interpolation höheren Grades und die har-

monische Analyse behandelt werden. Wie aus dem Inhalt des Buches hervorgeht, ist angenommen, daß die Grundzüge der Differential- und Integralrechnung bekannt sind.

Besonders zu begrüßen ist es, daß im Zusammenhang mit der Ausgleichsrechnung das mit Rücksicht auf Genauigkeitsuntersuchungen praktisch wichtige Fehlerfortpflanzungsgesetz angeführt und seine Anwendung an verschiedenen Aufgaben gezeigt wird.

Nachdem man mit der leidigen Tatsache rechnen muß, daß die Studierenden der technischen Wissenschaften fast durchweg eine ungenügende Gewandtheit und Sicherheit im Zahlenrechnen an die Hochschule mitbringen, ist das Erscheinen eines Buches wie des vorliegenden sehr zu begrüßen. Da das Buch frisch und lebendig geschrieben ist, so wird es den von ihm verfolgten Zweck, „die Anwendbarkeit der Mathematik auf technische Probleme durch Behandlung vernünftiger Beispiele“ zu zeigen, sicher gut erfüllen; man kann nur wünschen, daß es recht vielen Studierenden in die Hände kommt, und daß von ihnen die in dem Buch enthaltenen Aufgaben nicht nur gelesen, sondern auch durchgerechnet werden.

Wie mehrfach angedeutet wurde, ist das „Mathematische Praktikum“ zunächst für Studierende bestimmt; es ist aber sicher, daß der bereits in der Praxis stehende Ingenieur viele Anregungen in dem Buch finden wird.
P. Werkmeister.

Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte in Berlin. 25. neubearbeitete Auflage, IV. Band. Verlag von Wihl. Ernst und Sohn, Berlin. Geb. in Leinwand RM. 15.—, in Leder RM. 18.—.

Der vorliegende IV. Band der Jubiläumsausgabe ist vor dem dritten erschienen. Er enthält im ersten Hauptabschnitt die Verkehrstechnik mit den Unterteilen Schiffs- und Schiffsmaschinenbau, Automobil- und Flugzeugbau; das Eisenbahnwesen wird im III. Band kommen. Sodann gibt Band IV nach dem Vorwort eine Darstellung der industriellen Technik (mechanischen Technologie) entsprechend den Bedürfnissen des Maschineningenieurs in weiteren 12 Abschnitten. Neben den drei Urproduktionen Bergbau (mit Bohrtechnik, Aufbereitung und Hartmüllerei), Landwirtschaft (mit Kultur-, Landmaschinen- und Bautechnik) und Forstwirtschaft werden die verarbeitenden Industrietechiken behandelt: die Nahrungs- und Genußmittel (Brauerei, Brennerei, Kellereimaschinen, Stärke- und Zuckergewinnung, Mülerei, Backerei, Fleischerei, Tabak, Trocken- und Kältetechnik), Häute- und Leder-, Faserstoff- und Papiertechnik. Keramik und Glas, Brennstoffvergasung und -Entgasung, Graphik, Kino, Radio und endlich die Verpackungstechnik.

Verschiedene dieser Techniken sind in früheren Hütten schon bearbeitet gewesen, eine Reihe völlig neu aufgenommen. Es ist beachtlich, wieviel Stoff auf den 842 Seiten Text gegeben worden ist. Wenn auch der Maschineningenieur hier und da ein etwas tieferes Eingehen wünschen wird, so z. B. bei den Stoßbohrmaschinen oder bei den Schwelöfen (der vielversprechende Ofen der Kohleveredlungsgesellschaft ist nur erwähnt), es ist ein tiefdringendes Gesamtbild vom Eindringen der Technik in unser gesamtes Kulturleben gegeben worden, das für die Gesamtorientierung von größtem Wert ist. Hinweise auf Sonderschriften sind reichlich vorhanden. Schrift und Bild sind klar und deutlich, wie man es von der Hütte erwartet. Die Hütte IV. Band füllt eine vielfach empfundene Lücke aus.
Reichsbahnoberrat Wentzel.

Die Maschinenelemente. Von Dr.-Ing. F. Röttscher. I. Band. 600 Seiten. Verlag von J. Springer, Berlin, 1927. Geb. RM. 41.—.

Bis vor kurzem waren des Altmeisters Bach Maschinenelemente von den großer angelegten Büchern gleichen Inhalts „das Werk“, das den Studierenden zur Einführung, dem fertigen Ingenieur als Nachschlagebuch diente. Der Kampf um die Anerkennung der verschiedenen Anschauungsweisen, mit dem Bach die Entwicklung dieser Grundlagen der Ingenieurbildung so ungemein förderte, bedingte naturgemäß eine gewisse Breite. Es ist klar, daß es die neue Zeit anregen mußte, denselben Stoff in einer der jüngeren Entwicklung angepaßten, vielfach gedrängteren Betrachtungsweise — dort, wo es sich um inzwischen anerkannte Auffassungen handelt — und in einer gleichzeitig erweiterten Form — dort, wo es gilt, die neueren Forschungsarbeiten zu verwenden — zu behandeln. Dem Professor an der Techn. Hochschule Aachen Röttscher, dem Verfasser der vorliegenden Maschinenelemente, ist dieser Versuch, sich als Epigone Bachs volle Geltung zu erringen, in glücklichster Weise gelungen.

In den beiden ersten Abschnitten „Abriß der Festigkeitslehre und Werkstoffe des Maschinenbaus“ ist Röttscher auf etwa dem gleichen Raum und für den gleichen Inhalt wie bei Bach von lobenswerter Gedrangtheit und daher größerer Ergiebigkeit, für alle häufig vorkommenden Fälle sind tabellarische Zusammenstellungen gewählt. Das große Normenwerk der deutschen Industrie tritt hier wie auch später augenfällig in den Vordergrund, die neuesten, noch nicht durchweg anerkannten Prüfmethode für Festigkeit — Kerbschlag und Dauerkerbschlag — sind vollwertig behandelt, öfters sind Versuche des Verfassers selbst gegeben worden. Der dritte Abschnitt „Allgemeine Gesichtspunkte bei der Gestaltung“ ist nach Inhalt und Form besonders zu begrüßen: Einfluß des Zweckes und der an den Teilen wirkenden Kräfte (Bedeutung der Formung, Wärmespannungen, Kerbwirkung), Gestaltung und Bearbeitung (besonders Berücksichtigung des Gusses, Bearbeitung durch verschiedene Maschinen) und Gestaltung mit Rück-

sicht auf Zusammenbau; dazu Normung der Maschinenteile und Passungssysteme. Die weiteren Abschnitte bringen die eigentlichen Maschinenelemente in allgemein üblich gewordener Stoffanordnung: Keile, Schrauben, Niete mit Dampfkesselbau — hier müssen das nächste Mal die Kesselböden mit großem Krempungshalbmesser Behandlung finden! —, Schweißen und Löten, Rohre, Rohrleitungen, ihre Verbindungen und Anlage mit den Tabellen für die DIN-Normen sowohl wie für die von 1882 und 1912, Ventile, Klappen und Schieber (besonders eingehend die Erforschung der selbsttätigen Ventile), Seile, Ketten und Zubehör, Kolben mit Abdichtungen und Kolbenstangen mit Stopfbüchsen. Die weiteren Elemente dürfen im zweiten Band erwartet werden.

Das ganze Werk ist streng wissenschaftlich behandelt, mit einer großen Auswahl von Ausführungen und Berechnungsbeispielen versehen und nach jeder Richtung hin reich ausgestattet (1042 Abbildungen!). Öfters wird Beispiel und Gegenbeispiel gebracht. Nachdrücklich wird (3. Abschnitt) auf die Herstellungsschwierigkeiten und die dabei immer wieder auftretenden Fehler hingewiesen. Wo aber der Verfasser einer Anschauung oder Form nur kurz Erwähnung tut, da gibt er in dem äußerst brauchbaren, ausführlichen Schrifttumsverzeichnis die Möglichkeit des vertieften Studiums an die Hand. Das Werk liest sich trotz der Sprödigkeit des Stoffes gefällig, die Ausstattung ist hervorragend. Es kann sowohl dem Studierenden als auch dem praktischen Ingenieur wärmstens empfohlen werden.
Reichsbahnoberrat Wentzel.

Die Rechtsnatur der Wassernutzung im Anschluß an den Erlaß des Reichsfinanzministers III. v. 220 vom 15. I. 1927. Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes E. V. Nr. 21, 1927. Einzelpreis RM 2.—.

Im Hinblick darauf, daß in der Veranlagungspraxis der Finanzbehörden sowohl für diese als auch für die Beteiligten dadurch Schwierigkeiten bedingt sind, daß es in Deutschland kein einheitliches Wasserrecht gibt, dieses vielmehr rein landesrechtlich geordnet ist, sieht sich der Deutsche Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband veranlaßt, in dem vorliegenden Hefte an der Hand einer Umfrage in den größeren deutschen Ländern von sachkundiger Seite feststellen zu lassen, inwieweit die im vorgenannten Erlasse des Reichsfinanzministers durchgeführte Regelung sich mit der Gesetzgebung der einzelnen Länder in Einklang bringen läßt. Die Ergebnisse der Anfrage enthält die Schrift. Aus ihr ergibt sich deutlich, wie berechtigt die Forderung des vorgenannten Verbandes auf Änderung des oben genannten Erlasses ist.
M. Foerster.

Mein Heim — Meine Welt. Von Fr. Paulsen. Architekt BDA. Herausgegeben vom Deutschen Kupferinstitut E. V. Berlin-Charlottenburg.

Der Titel entspricht nicht dem, was die Broschüre enthält. Besser wäre an die Spitze das „Kupferinstitut“ gestellt worden. Der Verfasser bespricht Kupferdächer mit Zubehör, Kupferinnen- und Abfallrohre, die Unzweckmäßigkeit bzw. Gefährlichkeit eiserner Rohre im Hausbau, ihre Ersetzung durch Kupfer und sonstige aus diesem Metall im Hause verwendeten Heizgeräte aller Art, Beschläge, Beleuchtungskörper, Schmuckstücke, Geschirr usw. Nachdrücklich wird — mit Recht — auf die allgemeinere Verwendung von Kupfer und der diesem nahestehenden Legierungen im Hausbau, als einem unzerstörbaren und darum durchaus wirtschaftlichen Baustoffe, hingewiesen.
M. Foerster.

Engerer Wettbewerb für die Straßenbrücke Köln-Mülheim.

Die Reihe der Aufsätze, die der Jahrgang 1927 des „Bauingenieur“ über den „Engeren Wettbewerb für die Straßenbrücke Köln-Mülheim“ gebracht hat, sind nunmehr in zusammenhängender Form und in glänzender Ausstattung von dem Verlag Julius Springer herausgegeben worden. Es wird weite Fachkreise erfreuen, die Aufsätze mit ihrer klaren Darstellung und den vielen Neuheiten, die sie bringen, nunmehr im Zusammenhange besitzen zu dürfen. Der Preis der 107 Seiten umfassenden Abhandlung mit ihren 222 Abbildungen ist in Anbetracht des Gebotenen außerordentlich gering, er beträgt nur RM 6.—, so daß die Anschaffung allen Ingenieuren, die mit dem Eisenbau und insbesondere mit dem Eisenbrückenbau zu tun haben, möglich ist. Es steht zu hoffen, daß die vorliegende hochwertvolle Veröffentlichung allseits größten Anklang findet.
M. Foerster.

Der Lauf von Eisenbahnfahrzeugen durch Gleiskrümmungen. Von J. Jahn, Professor a. d. Technischen Hochschule der Freien Stadt Danzig. Berlin 1927. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. 151 Seiten. Mit 27 Abbildungen. In Ganzleinen gebunden RM 10.—.

Ein beachtenswertes Werk ist gerade zu der Zeit erschienen, wo man sich allgemein wieder mehr darauf besinnt, daß der zwangsläufige Schienenweg und das Fahrzeug aufeinander abgestimmt sein müssen, damit die Bewegung mit möglichst geringem Widerstand und Abnutzung von Rad und Schienen besonders in Gleiskrümmungen vor sich gehen kann. Obwohl im Schrifttum diese Zusammenhänge

in der Hauptsache bereits geklärt sind, verliert hierdurch das vorliegende Werk nicht an Bedeutung, da der Verfasser neue rechnerische und zeichnerische Verfahren entwickelt, die in verhältnismäßig einfacher und anschaulicher Weise zur Ermittlung des Kräftespiels zwischen Rad und Schienen verhelfen, und aus diesen Untersuchungen wichtige Schlüsse in bezug auf die Ausgestaltung des Laufwerks von Lokomotiven und Wagen sowie in bezug auf die seitliche Beanspruchung des Oberbaues zieht.

Die Grundlagen der Arbeit bilden die Ermittlungen der Drehpole sowie der Spurkranz- und Führungsdrücke auf zeichnerische und rechnerische Weise sowohl für die Fahrt in der Krümmungs- als auch

in der Übergangsstrecke von der Geraden zum Bogen. Die Untersuchungen für eine Reihe von Lokomotiven liefern wichtige Ergebnisse über die Wirkung der Rückstellfeder auf den Drehzapfen, über die Lage des Drehgestellzapfens, die Beziehungen zwischen Deichsel- und Polweite, über den Lauf freier und gekuppelter Lenkachsen sowie über den Radstand zweiachsiger Fahrzeuge. Eine große Anzahl von Beispielen, die für den Vergleich der Ergebnisse gut gewählt sind, zeigt die zahlenmäßige Anwendung der entwickelten Formeln.

Sowohl für den Fahrzeugbauer als auch für den Oberbaufachmann liefert das Werk wertvolle Erkenntnisse und dürfte daher einer weiten Verbreitung gewiß sein.
W. Müller, Dresden.

Tagesordnung für die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 27. und 28. März 1928 in München.

A. Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder.

Dienstag, den 27. März 1928, 9 Uhr vormittags im Marmor-saal des Hotels „Bayrischer Hof“ in München, Promenadeplatz.

B. Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.
Für Mitglieder und Gäste.

Dienstag, den 27. März 1928, 1 Uhr nachmittags, im Konzert-saal des Hotels „Bayrischer Hof“, München, Promenadeplatz.

Begrüßung durch den Vorsitzenden. — 1,30—2,00: „Der Bau der dritten Neckarbrücke in Heidelberg.“ Oberbaurat Schwaab, Heidelberg. — 2,10—2,50: „Bau und Berechnung von Eisenbeton-schornsteinen.“ Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. — 3,00—3,40: „Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Ab-nützungswiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel.“ Prof. O. Graf, Stuttgart. — 3,50—5,05: „Einige neue Ausführungen größerer Eisen-betonbrücken.“ Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G., Berlin. — 5,15—6,00: „Zeiß-Dywidag-Schalengewölbe unter besonderer Be-rücksichtigung der Großmarkthalle in Frankfurt a. M.“ Dipl.-Ing. Dischinger, Obergeringieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich.

Mittwoch, den 28. März 1928, 9 Uhr vormittags im Konzert-saal des Hotels „Bayrischer Hof“, München, Promenadeplatz.

9,30—10,15: „Bau der Umschlagsanlage für das Deutsche Kalisyndikat im erweiterten Seehafen von Harburg-Wilhelmsburg.“ Regierungs-Baurat Dr.-Ing. Petzel, Harburg. — 10,30—11,15: „Das Ergebnis des engeren Wettbewerbs für eine Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz.“ Prof. H. Spangenberg, München. — 11,30 bis 12,10: „Mittelungen über zwei Eisenbetonbogenbrücken von 81 und 66,2 m Spannweite.“ Dipl.-Ing. Knorr, Obergeringieur der Wayß & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H. — 12,15—1,15: „Der Bau der Großwasserkraftanlage am Shannon (Irland) unter besonderer Berücksichtigung der Betonarbeiten.“ Dr.-Ing. M. Enzweiler, Direktor der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin. — 2,30—3,00: „Der Bau der neuen Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin bei Schwedt.“ Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam. — 3,10—3,30: „Die Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohr-leitung der Mittleren Isar A.-G., bei Unterföhring.“ Dr.-Ing. R. Mayer, Vorstandsmitglied der Ed. Züblin & Cie. A.-G., Stuttgart. — 3,40 bis 4,15: Filmvorführung „Der Eisenbeton“, ein Film vom Wesen und der Ausführung dieser Bauweise. — 4,25—4,45: Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

C. Besichtigung von Bauwerken an der Mittleren Isar.

Donnerstag, den 29. März 1928 nach besonderem Programm.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Die ordentl. Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft f. Bauingenieurwesen findet vom 9. bis 12. Juni in Essen statt.

Berufswahl.

Noch im Laufe dieses Monats findet an den höheren Schulen die Reifeprüfung statt. Die Entscheidung über den zu ergreifenden Beruf muß, soweit sie nicht schon getroffen ist, bald gefällt werden. Hierbei wird der Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ als Wegweiser sehr willkommen sein. Der Ratgeber ist dazu angetan, den Schülern und Abiturienten den Ernst der Wahl des Bauingenieurberufes vor Augen zu führen. Auch diejenigen, die sich von vornherein nach bestandener Reifeprüfung dem Bauingenieurwesen zuwenden wollen, werden es begrüßen, sich an Hand dieses Ratgebers über den Ausbildungsgang und die Eigenart des Berufes unterrichten zu können. Das kleine Heftchen ist durch die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zum Preise von 60 Pf. zu beziehen.

Fachausschuß für Staubtechnik.

Mit Rücksicht auf die außergewöhnliche Bedeutung der Staubfrage ist beim Verein deutscher Ingenieure ein Fachausschuß für Staubtechnik gebildet worden, der in einer Sitzung am 13. Februar 1928 im Ingenieurhaus zusammentrat. Da die Staubfrage auch auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens sowohl in betrieblicher und wirtschaftlicher als auch in hygienischer Hinsicht von großer Wichtigkeit ist, wirkt die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen in dem Ausschuß mit. Als ihren Vertreter hat sie das Vorstandsmitglied der Ortsgruppe Brandenburg, Herrn Magistratsoberbaurat Bree benannt.

Dem Ausschuß gehören ferner noch folgende Vereine und Körperschaften an: Preußische Meteorologische Landesanstalt, Reichsgesundheitsamt, Reichskohlenrat, Verband der Berufsgenossenschaften, Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, Verein deutscher Ingenieure, Verein Deutscher Maschinenbau-Anstalten und der Zentralverband der Preußischen Dampfkessel-Überwachungsvereine. Außerdem arbeiten namhafte Wissenschaftler in ihm mit.

In der Sitzung wurde der Arbeitsplan festgelegt und beschlossen, als dringendste Arbeiten zunächst eine solche über den augenblicklichen Stand und die vorliegenden Aufgaben bei der Kohlenstaub-feuerung (einschl. der Flugaschen- und Flugstaubfrage) sowie eine zweite über die Bedeutung des Staubes in gewerblichen Betrieben vorzunehmen. Später sollen Straßenbau und Straßenstaub, Verkehrsstaub vom hygienischen Standpunkte, Staubverhütung und Staub-aufsaugung in Betrieben und Staubmeßtechnik in Angriff genommen werden.

Der Fachausschuß wird sich je nach Bedarf durch Zuwahlen erweitern und gegebenenfalls für die Bearbeitung von Sondergebieten Unterausschüsse bilden.

Die Geschäftsstelle befindet sich im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Beitragszahlung für 1928.

Die Mitglieder werden gebeten, bei der Beitragszahlung beachten zu wollen, daß der Mitgliedbeitrag für 1928 durch Beschluß der ordentlichen Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 28. Mai 1927 in Mannheim auf M. 10.— festgesetzt worden ist. Für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein deutscher Ingenieure angehören, beträgt der Beitrag M. 7,50 und für Junioren M. 4.—. Wir bitten, für Zahlungen das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu benutzen und auf dem Zahlkartenabschnitt auch die Mitgliedsnummer angeben zu wollen, damit Irrtümer ausgeschlossen werden.

Juniorenmitglieder.

Die Juniorenmitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, die die Diplom-Hauptprüfung bestanden haben, werden gebeten, der Geschäftsstelle der D. G. f. B. hiervon möglichst umgehend ebenso wie von anderen Änderungen ihrer Anschrift zwecks Richtigstellung ihrer Mitgliedkarte Mitteilung machen zu wollen.