

# DER BAUINGENIEUR

8. Jahrgang

5. Februar 1927

Heft 6

## ZUM VERKEHRSPROBLEM IN NEW YORK STADT.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Rudolf Bernhard, Berlin.

Zur Verringerung der Verkehrsschwierigkeiten in New York Stadt sind z. Z. zwei Großbrücken im Bau, zwei sind projektiert und ein Straßentunnel wird noch in diesem Jahre dem Verkehr übergeben werden. (Lageplan Abb. 1.) Die Gesamtkosten dieser Bauten belaufen sich auf etwa 1600 Millionen Mark, eine Summe, die selbst im Land der unbegrenzten Möglichkeiten zu starken wirtschaftlichen Bedenken geführt hat, und zwar Bedenken, die vor allem das Problem Brücke oder Tunnel betreffen, dessen Lösung noch keineswegs entschieden ist. Wenn auch europäische Verhältnisse derartige Fragen in diesem Maßstab nicht unmittelbar berühren, so bieten sie doch zahlreiche Anregungen, die vieles Lehrreiches aufweisen. Die bekanntlich unter Wolkenkratzerverkehr schwer leidende Innenstadt New Yorks versucht mit den verschiedensten Mitteln, dieses Übel durch Verkehrsab- und -Umleitung, also Bau von Doppeldeckstraßen und Untergrundbahnen, Schaffung neuer Geschäftszentren, Beschränkung der Bauhöhen usw. zu verringern, alles Maßnahmen, die infolge des schmalen, durch die beiden Hudsonarme in eine langgestreckte Insel eingegengten Streifens nur für kurze Zeit Abhilfe schaffen können.

Verkehrsdezentralisation ist das alles beherrschende Schlagwort, also Heranziehen der weniger bebauten Vorortstädte jenseits des Hudsons durch Schaffen der erforderlichen Verkehrswege. Während der nur rd. 1 km breite Ost-Hudson bereits längere Zeit durch vier Brücken und 19 Eisenbahn-, Gas- und Wasserrohrntunnel bezwungen ist und zu einer dichten Bevölkerung von Brooklyn geführt hat, ist der rd. 1 1/2 km breite Nord-Hudson nur mit vier Eisenbahntunneln durchbohrt, so daß New Jersey, trotzdem noch etwa 15 Fährverbindungen für Fahrzeuge und Fußgängerverkehr bestehen, verhältnismäßig dünn besiedelt ist. Aus diesem Grunde befinden sich die eingangs erwähnten Bauprojekte auch ausnahmslos auf der Westseite.

Die beiden im Bau befindlichen Auslegerbrücken (Abb. 2 und 3, Spannweite 73 m : 205 m : 73 m bzw. 91 m : 274 m : 91 m) mit rd. je 2,4 km langen Rampen (Fahrbahnbreite 12,20 m), führen von Staten Island über den Arthur Kill-Fluß, das von Lindenthal aufgestellte 1200 Millionen-Projekt einer Augenstabkettenbrücke

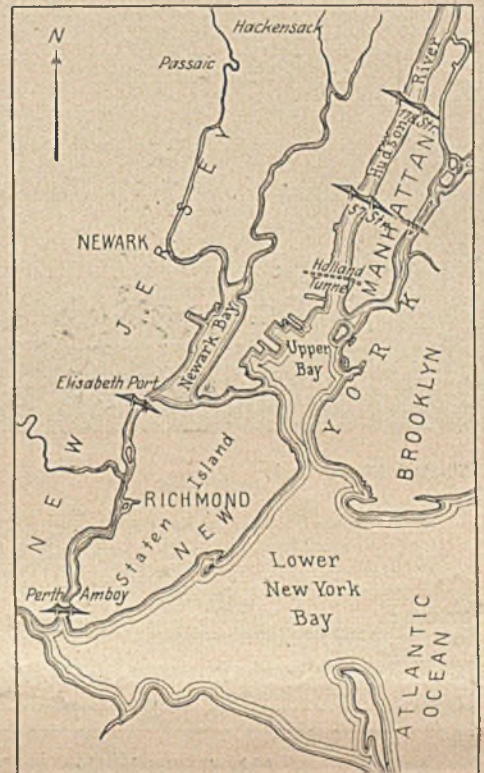
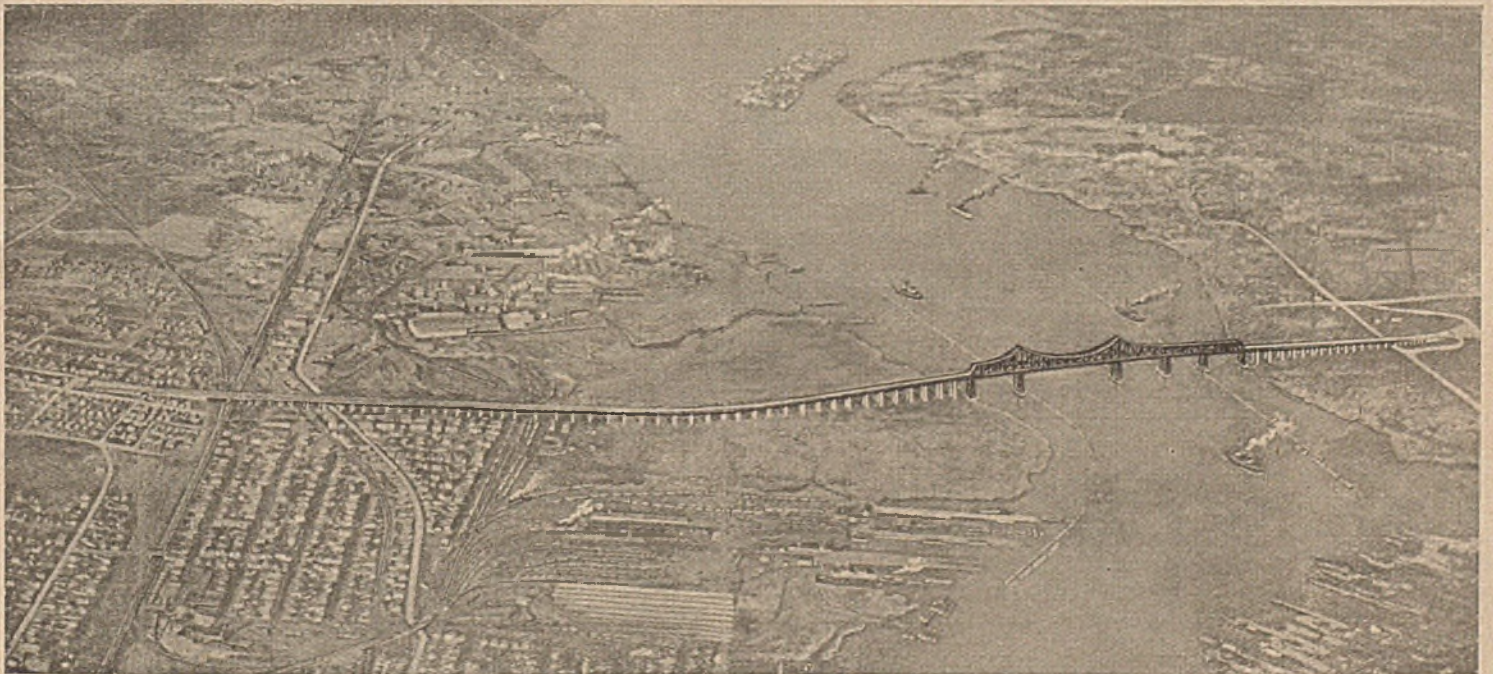


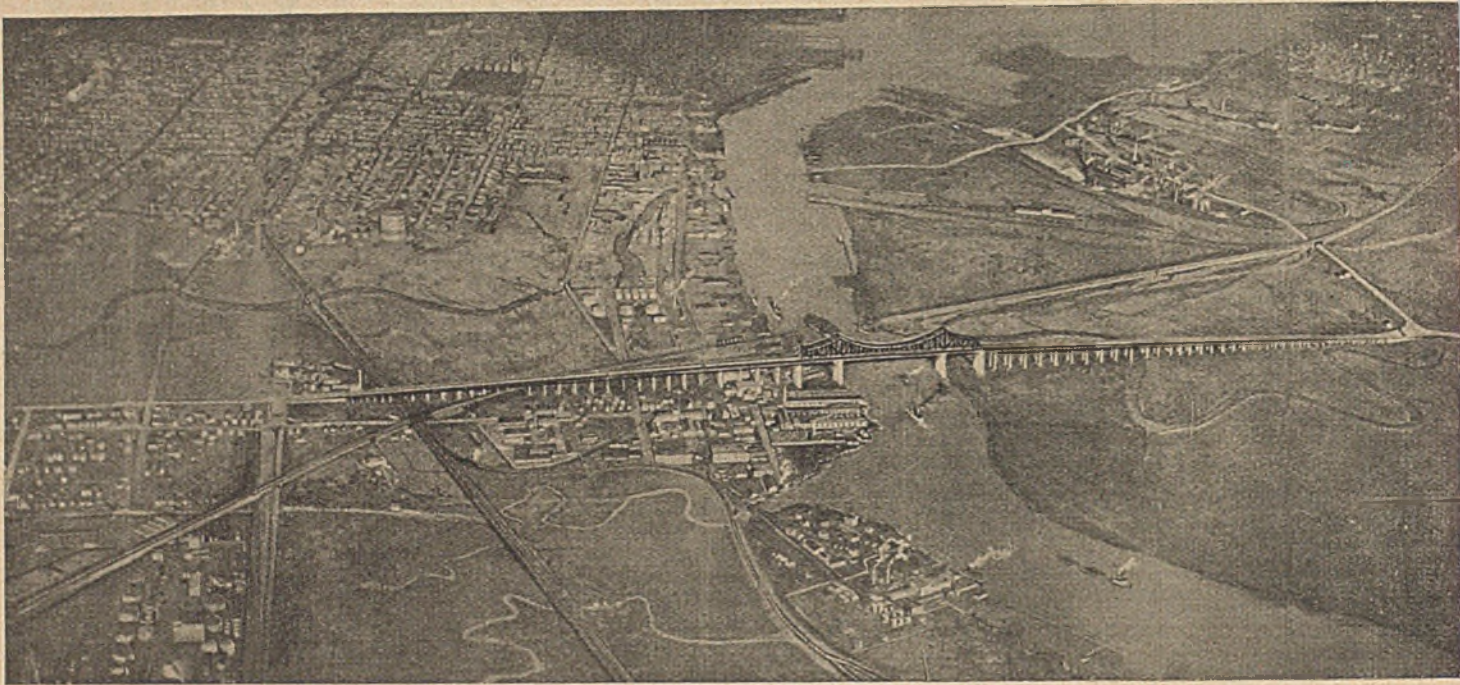
Abb. 1. New York und Umgebung, die Lage der zwei im Bau befindlichen und der zwei projektierten Brücken, sowie des Straßentunnels zeigend.



Perth Amboy (New Jersey)

Abb. 2. Brücke bei Perth Amboy.

Staten Island (New York)



Elisabeth (New Jersey)

Abb 3. Brücke bei Elisabeth.

Staten Island (New York)

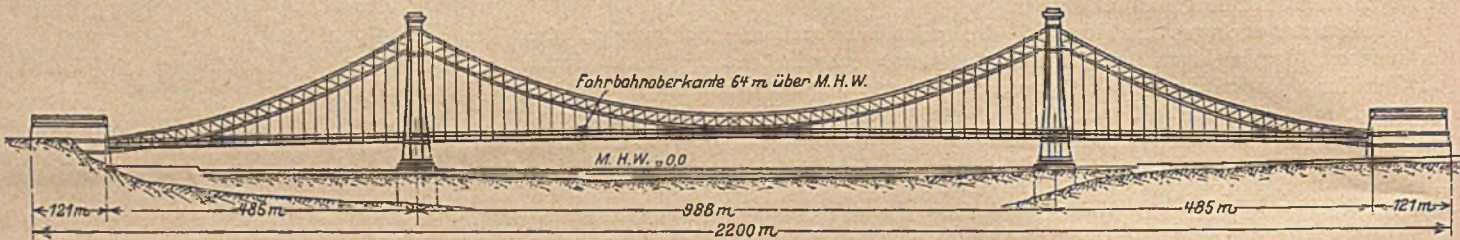


Abb. 4. Brücke über den North River im Zuge der 57. Straße (New York Stadt), Lindenthalscher Entwurf.

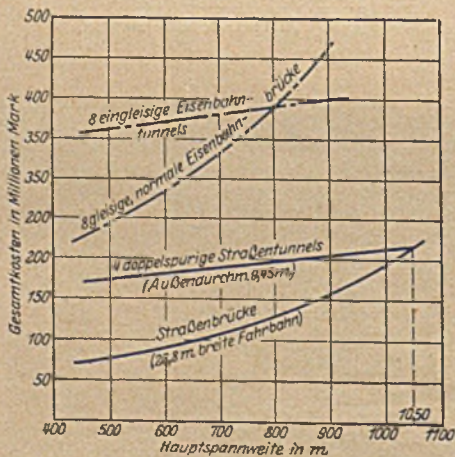


Abb. 5. Kostenvergleichskurven zwischen Tunnel und Brücke.

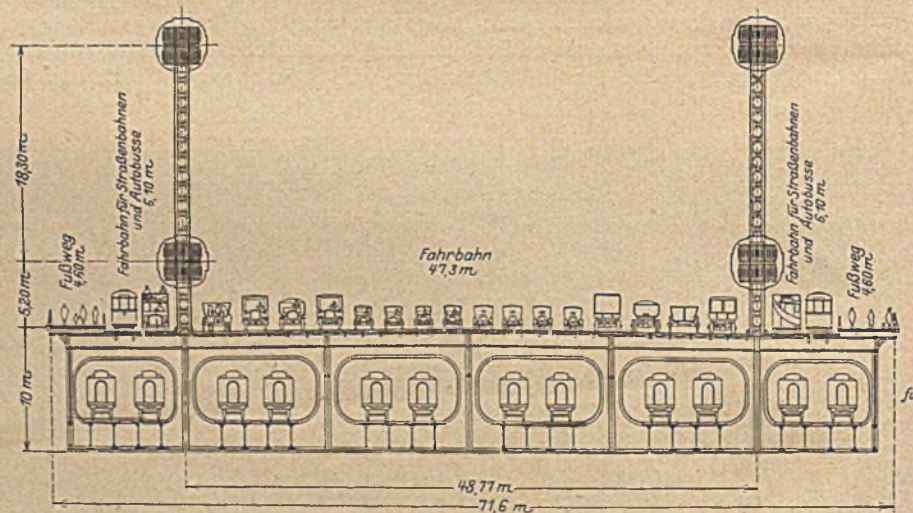


Abb. 6. Querschnitt der Brücke über den North River im Zuge der 57. Straße (New York Stadt), Lindenthalscher Entwurf.

(einschließlich sämtlicher Uferanschlußbauten) (Abb. 4, Spannweite 485 m : 988 m : 485 m) im Zuge der 57. Straße und ein weiteres Projekt der Hafenbehörde im Zuge der 178. Straße von Manhattan nach New Jersey (Hängebrücke, Spannweite 214 m : 1036 m : 214 m ; 8 spurige, 24,40 m breite Fahrbahn, darunter 2x2 Schnellbahngleise an den Untergurten der Versteifungsträger ausgekragt).\*)

\*) Nach Engineering News 1926 vom 18. Nov. zur Ausführung genehmigt. Vergl. Bauingenieur Heft 43, 1926.

In Abweichung aller bisherigen Brückenvorschläge sieht nun der neue Straßentunnel im Zuge der Kanalstraße seiner Vollendung entgegen, von den Brückenfreunden als Versuchsobjekt, von der Gegenseite als besserer, allen Großbrücken überlegener Zukunftsweg betrachtet.

Da laut Gesetz bis zum 1. Februar 1927 alle Eisenbahnen innerhalb der Stadt New York elektrisch betrieben werden müssen, eine Maßnahme, die zum Teil schon lange vorher durchgeführt worden ist, bildete die Entlüftungsfrage bei den bisher

ausgeführten Eisenbahntunneln keine Schwierigkeiten. Ganz anders liegt der Fall bei den Straßentunneln, bei denen die unschädliche Abführung der Motorabgase die Hauptfrage bildet.

Die Vor- und Nachteile der Straßentunnel gegenüber den Großbrücken seien kurz dargestellt. Für eine Brücke spricht die helle, luftige Überfahrt, die jegliche Gefahr durch Motorabgasvergiftungen von vornherein ausschließt. Wenngleich auch der Fußgängerverkehr bei solch riesigen Spannweiten vor allem in dem von Kraftwagen beherrschten Amerika nur eine ganz untergeordnete Rolle spielt, darf doch die monumentale Wirkung eines solchen Bauwerkes nicht unterschätzt werden. Letzten Endes spielt aber die Kostenfrage doch die entscheidende Rolle und die von Prof. J. A. L. Waddel, besonders unter Berücksichtigung des Lindenthalschen Projektes, aufgestellten Vergleichskurven (Abb. 5) zeigen, daß erst von etwa 1050 m Hauptspannweite der Brücken ab vier doppelinnige Tunnel billiger als eine entsprechend breite Brücke werden.

Bei einer Eisenbahnverbindung liegt dieser Punkt gleicher Kosten schon bei etwa 800 m Spannweite, was sich durch die bedeutend höheren die Brückenkosten ungünstig beeinflussen den Verkehrslasten erklärt.

Die Vorteile einer Untertunnelung sind andererseits nun folgende: Der Ausgangspunkt der Betrachtungen, die Verkehrsdezentralisation wird durch mehrere, voneinander unabhängige, wenig breite Tunnel, die an den jeweils dafür geeigneten Stellen angelegt werden können, leicht erreicht. Eine Brücke, z. B. das Lindenthalsche Projekt, mit 32 Reihen von Fahrzeugen für Straße und Eisenbahn (Abb. 6) würde dagegen eine ungeheure Verkehrszusammenballung in den Zufahrtsstraßen erzeugen. Da der Verkehr aus den Zufahrtsstraßen entsprechend der Freigabe durch den Querverkehr stoßweise bzw. wellenförmig erfolgt, braucht die Fahrbahnbreite über oder unter dem Fluß keineswegs gleich der Summe der Fahrbahnbreiten der Zufahrtsstraßen zu sein. In Abb. 7 ist gezeigt, wie sich dieser inter-

erst völlig ausgenutzten breiten Fahrbahn festgelegt wird, können eine oder mehrere dem jeweiligen Verkehrsbedürfnis entsprechende Tunnel an den gerade erforderlichen Verkehrspunkten nacheinander hergestellt werden. Für diesen speziellen Fall in New York muß ein Tunnel etwa 22 m unter mittlerem Hochwasser, eine Brücke dagegen 64 m darüber geführt werden, was für Lastenverkehr jedenfalls bei der rd. ein Drittel so großen Höhendifferenz zu erheblichen Ersparnissen im Kraft-

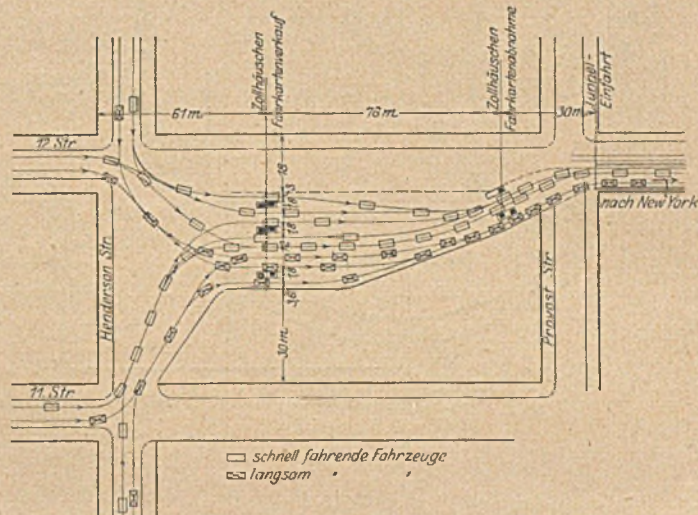


Abb. 7. Verwandlung des infolge Unterbrechung durch den Querstraßenverkehr, aus verschiedenen Richtungen zusammenfließenden, intermittierenden Verkehr in einen kontinuierlichen Verkehrsstrom bei einem zweispurigen Übergang.

verbrauch führen wird. Einen äußerst wichtigen Punkt bilden aber die Grunderwerbs- und Baukosten für die Rampen. Bei einem Tunnel sperren nur verhältnismäßig kurze Einfahrts-

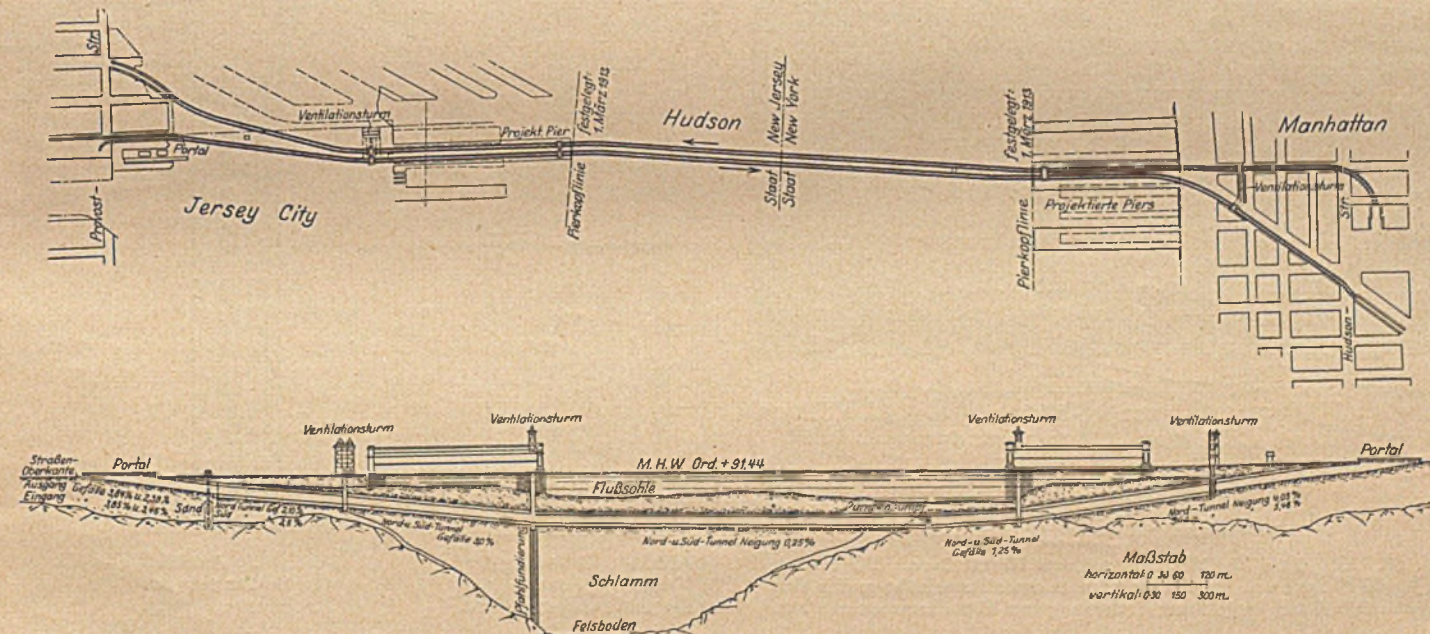


Abb. 8. Straßentunnel unter dem Hudson (Holland-Tunnel).

mittierende, aus verschiedenen Richtungen zusammenfließend Verkehr in einen kontinuierlichen Verkehrsstrom bei einem zweispurigen Übergang für schnelle und langsame Fahrzeuge verwandelt. Die Kosten jedes Tunnels sind seiner Länge etwa direkt proportional, die Kosten jeder Brücke wachsen jedoch ungefähr mit dem Quadrat ihrer Länge, so daß die Brücke im Gegensatz zum Tunnel bei großer Breite und kleinerer Spannweite am wirtschaftlichsten sich gestaltet. Während daher bei einer Brücke unnötiges Kapital zum Bau einer in der Zukunft

rampen den Straßenverkehr, während eine Brücke schon infolge ihrer großen Höhe mit ihrem weit ins Stadttinnere reichenden Viadukt einschneidende Straßenzugänderungen hervorruft. Durch schraubenlinige Rampen können diese Nachteile zum Teil und nur auf Kosten erschwerten Verkehrsabwicklung beseitigt werden. Selbstverständlich werden die örtlichen Verhältnisse den letzten Ausschlag geben, bei denen wiederum die Baugrund- und Schiffahrtsverhältnisse die entscheidende Rolle spielen.

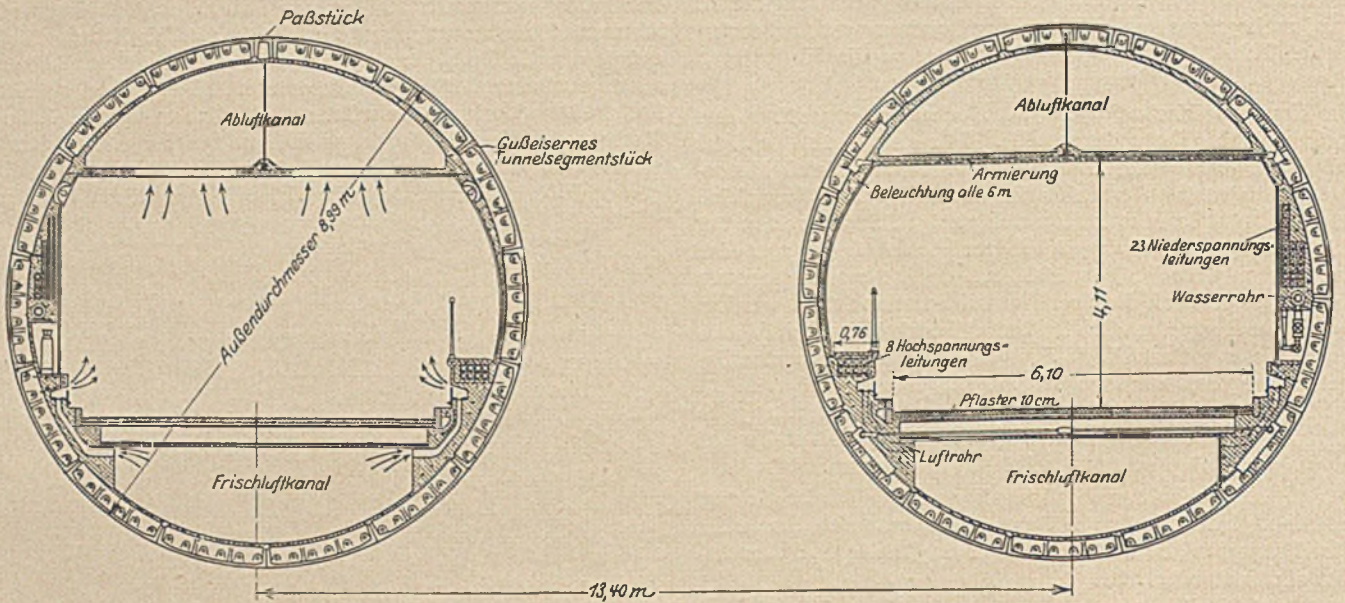


Abb. 9. Normaler Tunnelquerschnitt.

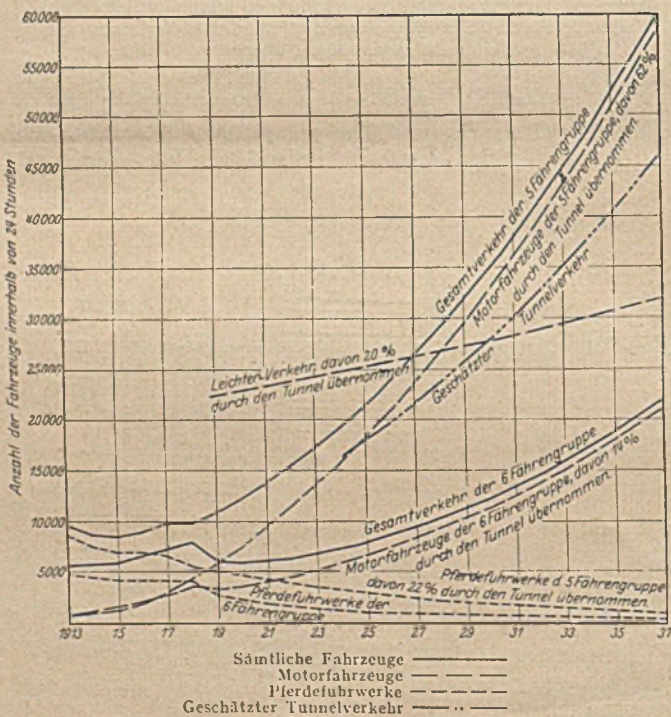


Abb. 10. Steigerung des Verkehrs auf dem North River. Die Fähren sind in eine Gruppe von 5 Fähren in unmittelbarer Tunnelnähe und in eine Gruppe von 6 Fähren in größerer Entfernung vom Tunnel zusammengefaßt.

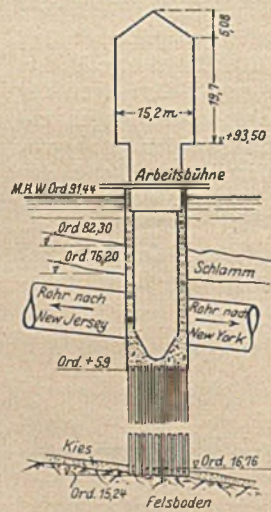


Abb. 11. Gründung des Ventilationsturmes auf der Seite von Jersey City.

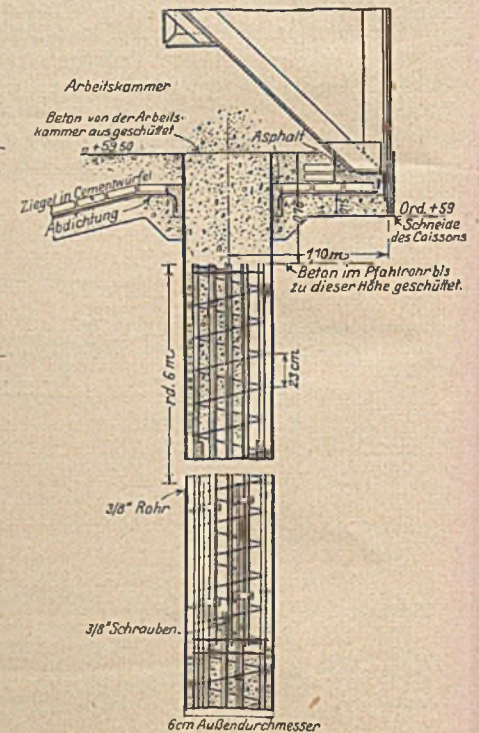


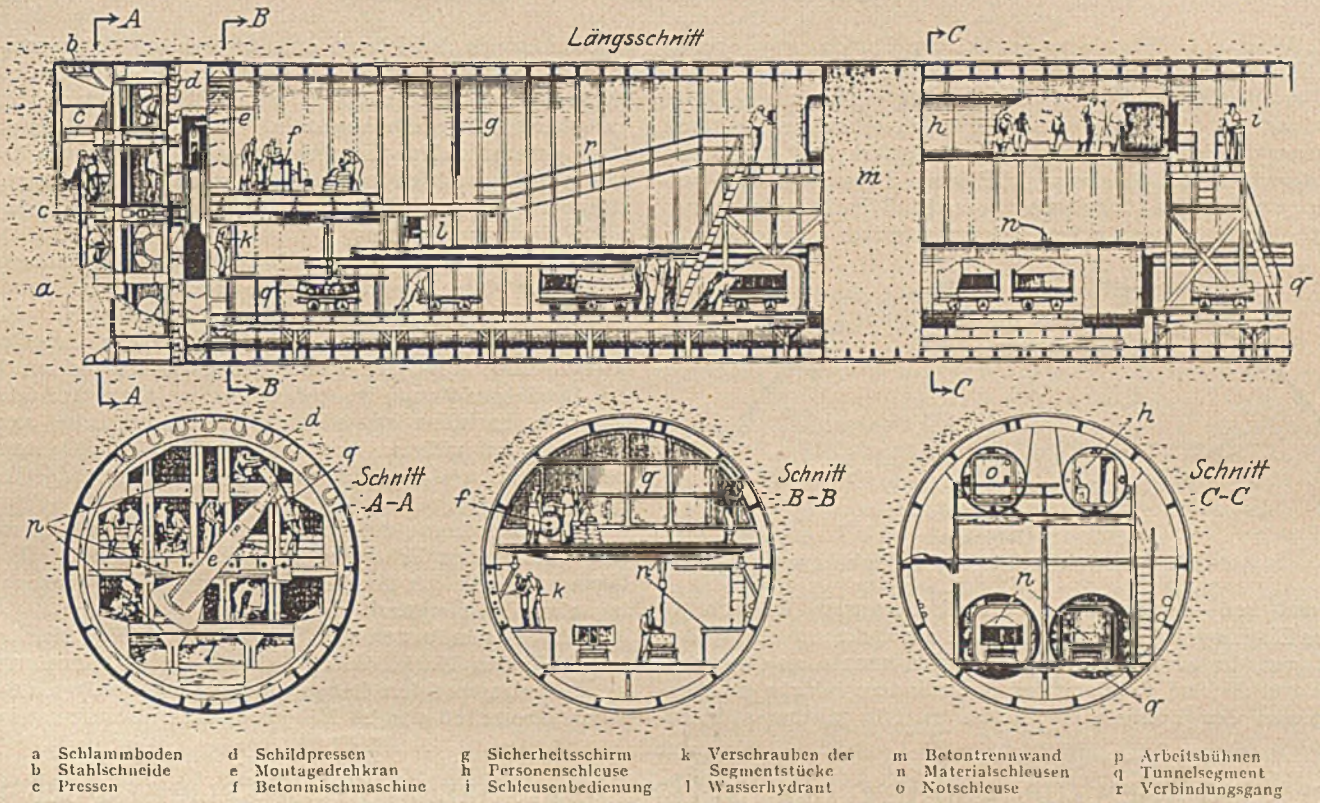
Abb. 12. Anschluß des Senkkastens an den Eisenbetonpflaster.

Diese Erwägungen haben zunächst zur Ausführung eines Straßentunnels unter dem Hudson geführt, der viele neuartige Einzelheiten bietet und auf die näher eingegangen werden soll.

Da dem Tunnel als Hauptaufgabe die Entlastung des südlichen Manhattans zugewiesen ist, führt er von der Kanal- und Springstraße herüber nach der 12. und 14. Straße in Jersey City (Abb. 8). Es sind zwei 13,4 m voneinander entfernte kreisförmige Querschnitte mit im Mittel 9 m äußerem Durchmesser gewählt worden, die für je eine Verkehrsrichtung eine 6,10 m breite, 4,11 m hohe zweispurige Fahrbahn erhalten (Abb. 9).

Die völlige Unabhängigkeit beider Verkehrsrichtungen und die Möglichkeit des Überholens wird dadurch gewährleistet.

Im allgemeinen dient die eine Spur den schnell-, die andere den langsamfahrenden Fahrzeugen. Die Aus- und Einfahrtsrampen enden in ganz verschiedenen Straßen, um die gewünschte Verkehrsverteilung zu erzwingen. Die größten Rampenneigungen betragen aufwärts 3,8% und abwärts 4,06%, die größte Tunneltiefe unter M. H. W. 22 m bei einer Gesamtlänge von 2,82 km. Die in Abb. 10 dargestellten Verkehrskurven zeigen, daß mit einer maximalen täglichen Verkehrsmenge von 46 000 Fahrzeugen gerechnet ist, die 1937 über-



schritten wird. Ausgedehnte Verkehrsstudien und Vergleiche mit den Verkehrszunahmen der East River-Brücken haben zur Wahl dieser Bauart der Doppeltunnels gegenüber anderen Vorschlägen kombinierter Bauart geführt. Die ausgeführten Tunnelrohre bestehen aus 14 gußeisernen Segmenten und einem Paßstück, die zu einem Kreisring verholzt, die äußere Haut beim Vorbau bilden. Die einzelnen rd. 2 m langen Gußstücke werden durch Bolzen aus hochwertigem Stahl und dazwischenliegenden Bleidichtungen wasserdicht verschraubt. Die innere Ausbetonierung konnte ganz unabhängig hiervon erst später erfolgen. Eine Vergrößerung des Tunnelquerschnittes oder Ausführung von drei oder mehr Rohren ist aus den bereits angeführten Gründen, der zu befürchtenden verkehrsanziehenden Wirkung einer mehrspurigen Fahrstraße sowie zinsloser Kapitalanlage bis zur völligen Ausnutzung von deren Leistungsfähigkeit, abgelehnt worden.

Wie die außerordentlich wichtige Frage der unschädlichen Entfernung der giftigen Motorabgase gelöst wurde, ist bereits im Heft 44, 1926 eingehend beschrieben worden.

Der Bauvorgang war etwa folgender: Völlig unabhängig von den beiden Tunnelrohren wurden die Ventilationstürme zuerst bis etwas über M. H. W. hergestellt, wobei der in der Pierkopflinie der Jersey-Seite gelegene Tunnel außerordentlich schwierige Fundierungsarbeiten erforderte. 84 Bohrpfähle von 61 cm  $\varnothing$ , die pro Pfahl mit 114 t beansprucht werden, mußten bei 9 m Wasserstand etwa 68 m durch Schlammboden bis auf den Felsboden abgesenkt werden (Abb. 11). Die Bohrpfähle bestanden aus dem 9 1/2 mm starken Mantelrohr, das nach dem Absenken mit Beton mit Eiseneinlagen bis etwa 20 m unter der Flußsohle gefüllt wurde, worauf es unter Wasser in dieser Höhe abgeschnitten werden konnte (Abb. 12). Darüber wurde der 12 x 16 m große eiserne Luftdrucksenkasten abgesenkt, dessen oberes Ende etwa 10,65 m über

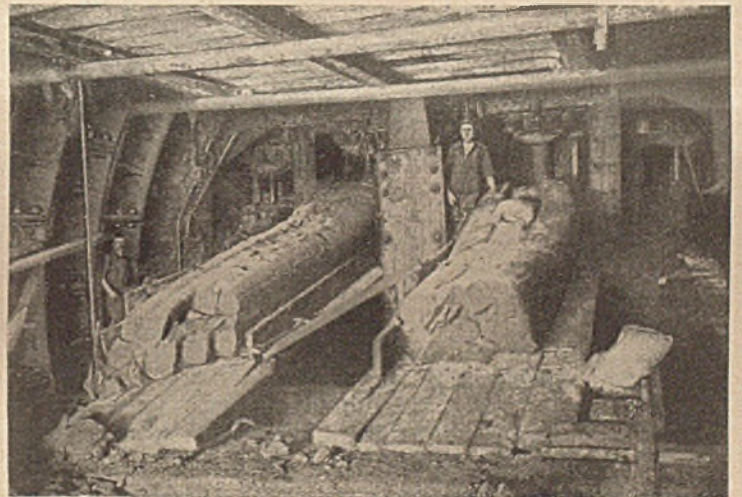


Abb. 14. Eindringen des Schlammbodens durch die unteren Schildöffnungen.

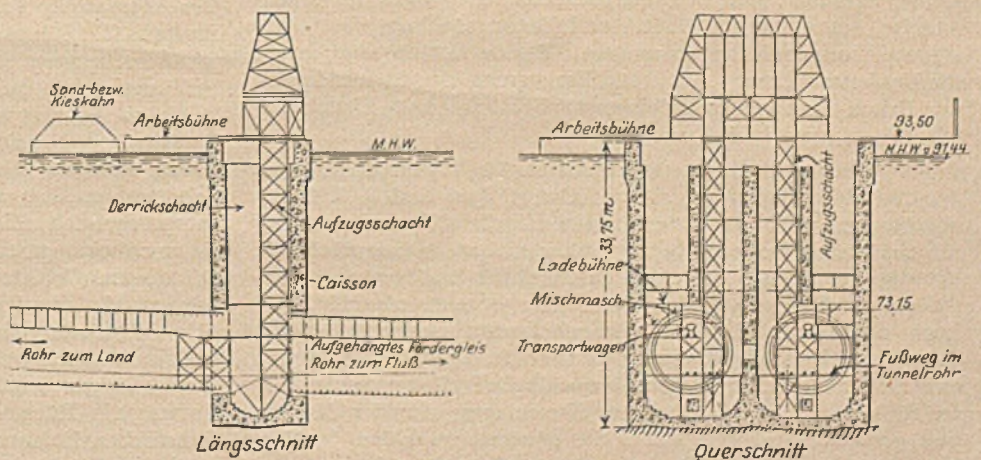


Abb. 15. Materialzufuhr durch die Ventilationstürme.

M. H. W. reicht. Sämtliche Senkkästen hatten provisorische Verschlüsse für die Einführung der Tunnelenden.

Der eigentliche Tunnelvorbau erfolgte pneumatisch mit Schildvortrieb (Abb. 13), wobei ein um eine horizontale Achse drehbarer Auslegerkran hinter der vordersten Arbeitskammer zum Versetzen der einzelnen gußeisernen Tunnelsegmente verwendet wurde. Den rückwärtigen Verschluss der Arbeitskammer bildete eine provisorische Betontrennwand, in die die

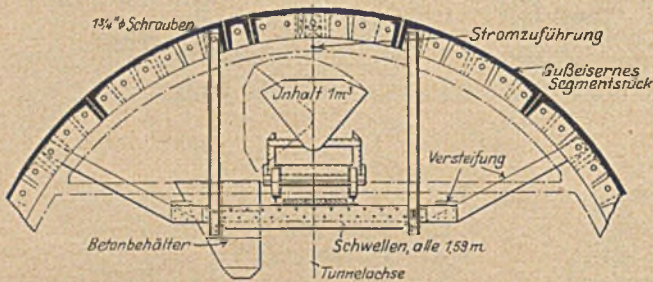


Abb. 16. Fördergleisauflängung im Tunnelrohr.

Material- und Personenschleuse eingebaut waren. In Abb. 14 ist das Eindringen des Schlamm Bodens durch die unteren Schildöffnungen, der leicht abgestochen werden konnte, zu erkennen. Nach gründlichem Reinigen des Tunnelinnern bildete das Ausbetonieren des Tunnelquerschnittes mittels fahrbarer Stahl-

einschalformen den letzten Arbeitsvorgang. Von einem Betonmischplatz auf den Arbeitsbühnen der Ventilationstürme (Abb. 15) wurde der Beton auf z. T. im Tunnelquerschnitt aufgehängten Förderbahngleisen (Abb. 16) an die Verwendungsstelle gebracht. Nur die obersten Segmente mußten nach dem Betonspritzverfahren ausbetoniert werden. Die Fahrbahn erhält ein 12,2 cm hohes Granitpflaster, die Seitenwände glasierte Kachelverkleidung.

Zu erwähnen wäre noch die Einteilung der Seitenwände in Öffnungen für Ausweichnischen, Kabelmuffen, Sandkästen, Feuerlöschrichtungen und Beleuchtungskörper. Mit dem Bau wurde 1920 begonnen. Nach einjähriger Unterbrechung erfolgte Ende 1924 der Durchstich zwischen beiden Rohren. Die Betriebseröffnung ist Anfang dieses Jahres in Aussicht genommen, nachdem ausgedehnte Betriebsversuche, vor allem in bezug auf sicheres Arbeiten des Entlüftungssystems auch bei Bränden und Verkehrsstockungen, befriedigende Resultate ergeben haben.

Die Benennung des Tunnels „Hollandtunnel“ ist zu Ehren des verstorbenen Erbauers C. M. Holland erfolgt. Die Unterlagen verdanke ich dem Entgegenkommen des jetzigen Chefingenieurs O. Singstad.

Die Gesamtkosten des Bauwerkes belaufen sich auf rund 177 Millionen Mark, die sich durch die Zolleinnahmen nach 11 Jahren amortisiert haben, und die nach weiteren 8 Jahren einen Überschuß von 28 Millionen Mark abwerfen sollen.

## BEMERKUNGEN ZUR NORMUNG DER PRÜFUNGSVERFAHREN VON NATÜRLICHEM GESTEIN.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Grengg, Wien.

In der Baunormung (Heft 10 vom 8. Oktober 1926) finden sich Vorschläge für Prüfungsverfahren natürlicher Gesteine, sowie über Probenahme und petrographische Untersuchung derselben. Nachdem diese Vorschläge, wie einleitend hervorgehoben ist, „nach Klärung des Stoffes als Normblätter in das deutsche Normensammelwerk aufgenommen werden sollten“, seien einige Bemerkungen zu denselben hier mitgeteilt.

Der österreichische Normenausschuß für Industrie und Gewerbe („Oenig“) hat sich fünf Jahre lang mit der Gesteinsnormung in seiner Gänze befaßt und seine Arbeiten auf diesem Gebiete jetzt im großen und ganzen abgeschlossen. Diese Arbeiten beschränken sich nicht allein auf Konservieren oder Mundgerechtmachen eingebürgerter Verfahren. An Hand von Versuchsreihen suchte man auch neue Gesichtspunkte zu gewinnen, um besonders auffällige Mängel in diesem Zweige der Materialprüfung nach Möglichkeit zu beseitigen.

Im Bestreben, die Prüfungsmethoden dem Naturgestein und dem Verwendungszweck in weitgehendster Weise anzupassen, faßte der „Oenig“ die Prüfungsverfahren für Bausteine, Straßen- und Eisenbahnschotter, diejenigen für Dachschiefer, sowie die für Mörtel und Betonzuschlagstoffe in getrennte Normenblätter zusammen. Eigene Blätter sind ferner für Prüfungszeugnisse sowie für Erzeugnisse der Steinindustrie (a) Bruch- und Pflastersteine, b) Straßen- und Eisenbahnschotter) ausgearbeitet worden.

Wie aus einer Zuschrift von seiten des Normenausschusses der deutschen Industrie an den „Oenig“ (901 a E 8, 8. I. 26) hervorgeht, fand dort der österreichische Normenvorschlag für natürliche Gesteine leider bisher nicht die entsprechende Würdigung. In der betreffenden Zuschrift heißt es unter anderem: „Der österreichische Vorschlag ist eher als ein Lehrbuch anzusehen. Diesen weitausholenden Schritt sind die deutschen Kreise nicht gewillt zu tun. Infolgedessen hält man es nicht für angezeigt, zu diesen Vorschlägen Stellung zu nehmen.“ In Erwartung eines deutschen Vorschlages, der der Materie voll gerecht wird und dabei die gewünschte Kürze besitzt, hat unterdessen der „Oenig“ in der als richtig befundenen Weise seine Arbeiten fortgesetzt.

Die Mängel, welche der jetzt in der „Baunormung“ abgedruckte deutsche Vorschlag besitzt, lassen die in Oesterreich getane Arbeit erst so recht in entsprechender Beleuchtung erscheinen und deren Vorzüge gegenüber ähnlichen Bestrebungen in anderen Ländern gut erkennen. Die vom Ausschuß 1b des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfung der Technik“ verfaßten Vorschläge übergehen einerseits gewisse neuzeitliche Verfahren, die besonders für die Straßenbaustoffprüfung von Belang sind und sind andererseits so kurz gefaßt, daß, auf dieser Grundlage arbeitend, die Bewertung ein und desselben Gesteins in verschiedenen Prüfungsanstalten recht ungleich ausfallen wird. Obendrein sind Mängel in den Verfahren selbst enthalten, die beim flüchtigen Studium des „österreichischen Lehrbuches“ leicht vermeidbar gewesen wären. Erfreulich ist immerhin die Vorschreibung der Steinbruchuntersuchung und der Probenahme durch den Geologen sowie die Einbeziehung der petrographischen Untersuchung in die Prüfungsvorschrift. Vermißt werden in den deutschen Vorschlägen Vorschriften über: Herstellung und Größe der Probekörper, Biegefestigkeit, mittlere Härte, Adsorptionswasser, Adsorptionsdehnung, Quellen und thermische Dehnung, Druckfestigkeit von Straßen- und Eisenbahnschotter nach Rudeloff, Zähigkeitsprüfung nach Föppl, Abnutzung von Straßenschottern in der Trommelmühle. Die letzten vier Prüfungen sind zwar auch im „Oenig“-Entwurf vorerst bloß in einem Anhang angegeben, sollten aber, da sie entschieden Fortschritte bedeuten, nicht überhaupt zur Gänze weggelassen werden. Warum die losen Ablagerungen, Sande und Schotter im Entwurf nicht enthalten sind, ist mangels eines entsprechenden Hinweises unergründbar. Vielleicht erfahren sie noch eine gesonderte Behandlung. Es sollte aber gerade auf diesem Gebiete die Berührung mit dem „Oenig“ gesucht werden, da die bezüglichen österreichischen Vorschläge weit über das hinausgehen, was früher in Versuchsanstalten im allgemeinen üblich war. In diesen die Zuschlagstoffe betreffenden Oenigblättern wird z. B. auf die grundlegenden Arbeiten Terzaghis Rücksicht genommen und ist auch der versuchs-technischen Erfassung der Wechselwirkung zwischen Zuschlagstoff und Bindemittel (Zement, Bitumen usw.) entsprechendes Augenmerk zugewendet worden. Letztere spielen z. B. bei

bitumengebundenen Straßen keine geringfügige Rolle und sollten eigentlich auch im vorliegenden deutschen Entwurf, selbst wenn sich derselbe nur auf gewachsenes Gestein beziehen will, Erwähnung finden.

Was die Mängel in den Prüfungsverfahren selbst betrifft, so fällt die Vorschreibung der Probewürfelgröße von 4 cm für harte und mittelharte und die von 6—10 cm bei weichen und sehr weichen Gesteinen besonders auf. Für jedes Gestein gibt es eine Mindestlänge der Probewürfelfkante, die eine Funktion von Mineralbestand und Gefüge ist. Bei mittel- und grobkörnigen Gesteinen findet man infolgedessen mit 4 cm-Würfeln nicht das Auslangen. Bei richtig ausgewähltem Prüfgerät und entsprechender Würfelgröße genügen nach den Erfahrungen des Verfassers im allgemeinen drei bis vier Probekörper für Feststellungen nach der gleichen Richtung. Das Vorschreiben von 5 oder gar 10 Probekörpern für den gleichen Prüfungsvorgang verteuert denselben unnötigerweise und steht mit den sonst gestatteten Freiheiten bei der Versuchsausführung in starkem Gegensatz.

Ob bei Vornahme der Frostprobe der Kühlraum gemauert oder mit anderen Stoffen ausgekleidet ist, ist ziemlich gleichgültig. Durchaus nicht gleichgültig ist aber die Größe des Frostraumes und die Temperatur, bei der gefroren wird. Die Frostwirkung in kleinem Raume ist infolge Behinderung der Verdunstung an den Probenoberflächen stärker als in einem großen. Der Druck des gefrierenden Wassers nimmt zwischen 0 und  $-22^{\circ}\text{C}$  stark zu und erreicht bei letzterer Temperatur sein Maximum. Auf all dies nimmt der deutsche Vorschlag keine Rücksicht.

Bei Ausführung des Druckversuchs ist Bedachtnahme auf die Auflastungsgeschwindigkeit von großer Bedeutung. Bei zu rascher Lastaufbringung erfolgt besonders bei harten und spröden Gesteinen ein beträchtliches Hinaufschrauben der Druckfestigkeit. Große Versuchsreihen des „Oenig“ haben diese Ansicht vollinhaltlich bestätigt. Bei Verwendung ungleich großer Würfel und Einhaltung des gleichen Maschinentempos bekommen die kleinen Probekörper natürlich größere Auflastung pro Zeiteinheit und zeigen schon aus diesem Grunde scheinbar größere Druckfestigkeiten. Der „Oenig“ verdankt Hinweise auf die Wichtigkeit der Auflastungsschnelligkeit auch reichsdeutschen Prüfungsanstalten, so insbesondere der an der Technischen Hochschule in Stuttgart.

Bei Abnützung auf der Schleifmaschine stellt die Forderung nach dem 7,1 cm-Würfel eine unnötige Schärfe dar. Eine Abkürzung des Schleifvorganges ist wünschenswert und ist nach den Erfahrungen des Verfassers bei sogenannten richtungslos körnigen Gesteinen von nicht allzu grobem Korn durchaus erlaubt. Der „Oenig“-Vorschlag (Abnützung mittels Schleifscheibe nach Bauschinger) fordert allerdings auch 440 Umgänge, obwohl in einer bekannten, sich viel mit Steinprüfung beschäftigenden Wiener Versuchsanstalt seit Jahren

bloß mit  $15 \times 22$  Schleifscheibenumgängen gearbeitet wird. Nach Ansicht des Verfassers kann man mit  $10 \times 22$  Schleifscheibenumgängen das Auslangen finden, doch würde er empfehlen, senkrecht zu den beiden anderen Würfelachsen noch mit je  $5 \times 22$  Umgängen zu arbeiten und das Mittel aus den Abnützungszahlen, welche senkrecht zu den drei Würfelachsen erhalten wurden, als Versuchsergebnis auszuweisen.

Recht zweckmäßig erscheint der deutsche Vorschlag zur Ermittlung der Kanten- und Stoßfestigkeit an Versuchswürfeln, welche in einer Trommelmühle (fünfwelliger Mühlenquerschnitt) abgerollt werden. Der „Oenig“-Vorschlag dürfte sich nach dieser Richtung noch erweitern.

Zum Abschnitt Probenahme wäre noch zu bemerken, daß der die Steinbruchuntersuchung vornehmende Geologe oder Fachpetrograph nicht bloß vom verwitterten Gestein Beleg- und Untersuchungshandstücke mitzunehmen hätte. Von jeder in nennenswerter Menge im Steinbruch vorkommenden Gesteinssorte müssen Muster mit Bezeichnung der Entnahmestelle gezogen werden. Außerdem ist der den Steinbruch Untersuchende zumeist in der Lage, festzustellen, wie lange unter den gegebenen Abbauverhältnissen Qualität und Quantität der gewonnenen Sorten ungefähr die gleichen bleiben werden. Das heißt, er kann die Unterlage für den Gültigkeitsbereich des betreffenden Prüfungszeugnisses der Versuchsanstalt bekannt geben.

Erwähnt sei schließlich noch, daß der „Oenig“ für Zeugnisse, welche sich nicht auf ein vom Fachpetrographen gezogenes Durchschnittsprüfgerät beziehen, den Vermerk vorschreibt: Die Ergebnisse der Untersuchung beziehen sich nur auf das eingesandte Muster von nachstehender Größe.\*)

Auch der österreichische Vorschlag hatte ursprünglich den Vorzug großer Kürze und den schwerwiegenden Nachteil der Unvollständigkeit und zu großer Freiheit bezüglich Arbeitsvorschriften, welche die Versuchsergebnisse deutlich beeinflussen. Wenn sich für die jetzige weitläufige Fassung unter den beteiligten Fachleuten der Bauindustrie, der Naturwissenschaft und des Materialprüfungswesens eine starke Mehrheit finden ließ, so geschah dies auch unter Bedachtnahme auf die Bedürfnisse der Gegenwart. Diese erfordert vollwertige Prüfungszeugnisse und nicht Aneinanderreihung von Zahlen, die je nach der versuchsführenden Anstalt bei gleichem Prüfgerät stark voneinander abweichen und auf den ins Auge gefaßten Verwendungszweck des Gesteins sich oft nur auf Umwegen oder auch gar nicht beziehen lassen.

Institut für Mineralogie und Baustoffkunde II  
der Technischen Hochschule.

\*) Vgl. darüber den Aufsatz des Verfassers „Über zweckmäßige Darstellung der Prüfungsergebnisse von natürlichen Gesteinen“. Steinbruch und Sandgrube XXV. 1926. S. 563—565.

## OBERBAUDIREKTOR a. D. HERMANN BÜCKING †.

In Bremen ist am 21. Dezember 1926 der Oberbaudirektor a. D. Hermann Bücking gestorben, der in seiner 37 jährigen Tätigkeit in bremischen Diensten in hervorragender Weise an den großen wasserbaulichen Aufgaben mitgewirkt hat, die die Grundlage zum Aufstieg Bremens als Handels- und Seehafenstadt gebildet haben.

Bücking war am 9. März 1848 in Cölbe bei Marburg geboren, legte schon mit 18½ Jahren seine erste Prüfung vor der Königlichen Ober-Baukommission in Cassel ab. Zunächst war er als Baueleve und seit 1869 als Bauführer bei verschiedenen Bahnbauten tätig, lernte in den Jahren 1871/72 den Wasserbau, besonders die Stromkorrektur und den Baggerbetrieb, in Harburg an der Elbe kennen. Nach Ablegung der Baumeisterprüfung im März 1874 war er bei Bahnbauten in Ostpreußen und Posen tätig. Am 1. April 1876 wurde er aus Bromberg nach Bremen berufen, um dort der Assistent des 1875 in den

bremischen Dienst getretenen Oberbaudirektors Ludwig Franzius zu werden.

Im Winter 1880/81 wurde Bremen durch drei kurz hintereinanderfolgende Hochwasserkatastrophen betroffen, bei denen die Winterdeiche der Wümme, eines Nebenflusses der Weser, an verschiedenen Stellen brachen. Dadurch wurden riesige Überschwemmungen verursacht, bei denen auch große Teile der Stadt Bremen selbst überflutet wurden. Daraus erwuchs für Bücking seine erste große wasserbautechnische Aufgabe, die Wiederherstellung und Verstärkung der Deiche an der Wümme und Lesum, die er im Auftrage der Deichverbände in den Jahren 1881 bis 1883 ausführte. Als Deichinspektor hat er auch weiterhin die Oberaufsicht über die bremischen Deiche geführt.

Als der Oberbaudirektor Franzius an die Verwirklichung seines großen Korrektionsplanes für die Unterweser heranging,

wählte er sich im Jahre 1886 Bücking als seinen ersten Mitarbeiter, dem er insbesondere den Baubetrieb und die Führung der Planfeststellungsverhandlungen mit großer Selbständigkeit übertrug. Durch seine Tatkraft, seine zähe Ausdauer, seine großen technischen Fähigkeiten und sein großes Geschick in den Verhandlungen hat Bücking in hervorragender Weise an dem Gelingen des großen Werkes der Unterweserkorrektion mitgewirkt, durch das Bremen überhaupt erst wieder zu einer eigentlichen Seestadt wurde. Nach der Durchführung des hauptsächlichsten Ausbaues im Jahre 1895 wurde Bücking unter Ernennung zum Baurat die selbständige Leitung der Ausbauarbeiten auf der Unter- und Außenweser übertragen. Der erste Ausbau der Außenweser war bereits nach einem Plane von Franzius in den Jahren 1889 bis 1894 erfolgt. Er umfaßte die Regelung der oberen Strecke der Außenweser von Bremerhaven bis Wremen. Bücking selbst trat mit neuen Ausbauplänen für die Außenweser in den Jahren 1895 und 1899 hervor. Die inzwischen 30 km unterhalb Bremerhavens im sogenannten Dwarsgat eingetretenen Verschlechterungen im Fahrwasser zwangen dazu, die Stromregelung weiter seawärts auszudehnen in ein Gebiet, aus dem Erfahrungen über Strombauten nicht vorlagen und auf das die beim Ausbau der Unterweser gesammelten Erfahrungen wegen des völlig anderen Charakters des Mündungsgebietes nicht mehr anwendbar waren. Die Schwierigkeiten, die dem Ausbau des im Dwarsgat rd. 5 km breiten Stromes begegneten, waren demzufolge sehr groß und erforderten einen langwierigen und zähen Kampf mit den Naturgewalten. Besonders bemerkenswert ist die Heranziehung großer Saugbagger zur Vertiefung des Fahrwassers. Im Jahre 1903 stellte Bücking einen Entwurf für die Vertiefung der Unterweser für 7 m tiefgehende Seeschiffe auf, während der erste Ausbau nur für 5 m-Schiffe berechnet war. Bücking zeigte damit, daß er mit weitem Blick die Zukunftsnotwendigkeiten für die bremische Schifffahrt erkannt hatte, die durch das ständige Anwachsen der Schiffsgrößen bedingt waren. Leider war es ihm nicht mehr vergönnt, während seiner Dienstzeit noch die Ausführung dieses großen Planes in die Hand zu nehmen, da die Verhandlungen über die Genehmigung des neuen Ausbauplanes mit Preußen im Jahre 1906 und mit Oldenburg erst im Jahre 1913 zum Abschluß gebracht werden konnten.

Für Bücking erweiterte sich das Arbeitsfeld, als ihm vom Senat nach dem Tode von Franzius im Juli 1903 als Oberbaudirektor in der Baudirektion die Leitung der Abteilung für Strom- und Hafenausbau übertragen wurde. In den Häfen von Bremen und Bremerhaven waren große Bauten im Gange und neue große Pläne reiften ihrer Verwirklichung entgegen. Es handelte sich vornehmlich um den Ausbau des Hafens II, die Verlängerung des Holz- und Fabrikenhafens, die Anlage des Industriefhafens in Bremen und die Erweiterung des Kaiserhafens in Bremerhaven und das große Trockendock dortselbst von 268 m Länge. Eine Aufgabe, der sich der Verstorbene mit besonderer Liebe und Hingebung widmete, wurde durch das Verlangen Preußens gestellt, daß vor der Inangriffnahme der weiteren Vertiefung der Unterweser oberhalb Bremens ein Wehr in der Weser angelegt werden müsse, um die preußischen Wesermarschen südlich von Bremen vor einer weiteren nachteiligen Einwirkung der Unterweserkorrektion zu schützen, die sich infolge einer starken Absenkung der Wasserstände bemerkbar gemacht hatte. An der Planung und der Bauaus-

führung des Wehres, der Schleuse und des Wasserkraftwerkes nahm der Oberbaudirektor unmittelbaren und sehr regen Anteil. Das Streben nach Fortschritt, das sein ganzes Leben beherrschte, fand hier ein weites Betätigungsfeld. Für die Gründung der Bauwerke führte Bücking die Grundwasserabsenkung ein, die damit zum ersten Male in einem derartigen Ausmaße zur Anwendung kam, daß eine unserer größten Baufirmen die Ausführung ablehnte, weil sie an der Durchführbarkeit des Planes zweifelte. Dadurch, daß Bücking trotzdem wagte, diesen Schritt zu tun, hat er unmittelbar bahnbrechend gewirkt für die jetzt so weitverbreitete Verwendung der Grundwasserabsenkung. Weiter ist noch die erste Anwendung der Nyholmschen Bewegungsvorrichtungen für die Schleuse, die Anbringung einer Sohlendrainage zur Entlastung der Schleusensole von Auftrieb und der Nyholmschen Böschungsstäbe für Ufer- und Sohlenschutz zu nennen. Seiner Anregung und seinem Wagemut ist es besonders zu verdanken, daß für das Wehr eine in Europa völlig neuartige, in Nordamerika unter anderen

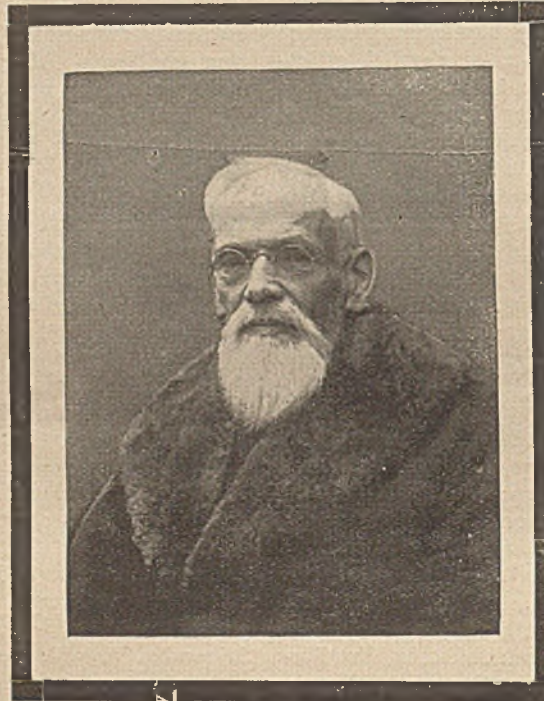
Verhältnissen angewandte Wehrart, das versenkbare Sektorwehr, gewählt wurde, das sich seit 16 Jahren in allen Lagen, bei schwerstem Eisgang und gewaltigem Hochwasser, glänzend bewährt hat.

Es ist die große Tragik in Bückings Geschick, daß durch das Eintreten unvorhersehbarer Vorgänge im Grundwasser unter der Schleusensole am 9. Februar 1912 ein schwerer Schaden an der Mittelmauer der Schleusenanlage entstand. Bei der Anordnung der Schleusendrainage unter der Schleuse war angenommen, daß sich der Grundwasserstrom, wie es bei anderen Staustufen der Fall ist, gleichmäßig vom Oberwasser zum Unterwasser bewegen werde. Da aber das Unterwasser der Bremer Wehranlage schon im Tidegebiet liegt, so fand infolge des bei Flut rasch steigenden Unterwassers zeitweise ein Rückstrom in das Grundwasserbecken statt und dabei vermischte sich das sauerstoffhaltige Flußwasser mit dem Grundwasser, das Eisenverbindungen in

gelöster Form enthielt. Durch einen chemischen Vorgang, hervorgerufen durch den Zutritt des Sauerstoffs des Flußwassers, wurden die Eisenverbindungen in eine in Wasser nicht lösliche Form umgewandelt, es wurde Eisenschlamm ausgefällt, und zwar in solchen Mengen, daß die Sohlendrainage völlig verstopft wurde und ihre entlastende Wirkung auf den Auftrieb verlorenging. Bei dem dadurch vergrößerten Auftrieb unter der Schleusenmauer erwies sich diese gegen eine Verschiebung nicht mehr als standsicher.

Wenn Bücking diesen Vorfall zum Anlaß nahm, im März 1913 um seine Versetzung in den Ruhestand zu bitten, so hat dies bei allen, die sein technisches Wirken kannten, größtes Bedauern hervorgerufen. Durch die eingehenden Untersuchungen dreier bedeutender Wasserbauer wurde die vorstehend kurz mitgeteilte Ursache des Unfalles erst später voll aufgeklärt und dadurch Bücking in vollem Umfange gerechtfertigt, so daß seine großen technischen Leistungen im schwierigsten Wasserbau ungemindert als leuchtende Beispiele für uns weiterleben. Sein Drängen nach vorwärts, sein rastloses, zielbewußtes Streben, der tiefe Ernst seiner Lebensauffassung und sein Pflichtgefühl haben ihn für alle unvergeßlich gemacht, die ihn in seinem Schaffen kennengelernt hatten. Größte Verehrung und liebevolle Hochachtung sind ihm in den Ruhestand gefolgt und leben weiter über seinen Tod hinaus.

Plate.





## ÜBER DIE BERECHNUNG GEGLIEDERTER DRUCKSTÄBE IM $\omega$ -VERFAHREN.

Von Dipl.-Ing. Walther Dürrfeld, Aachen.

**Übersicht.** Die amtlichen „Hochbauvorschriften“ vom Februar 1925 schreiben die Größe der Einzelknicklängen und der anzunehmenden Querkkräfte in einem gegliederten Druckstab vor. Sie lassen aber die Möglichkeit offen, anders zu dimensionieren, wenn der entsprechende rechnerische Nachweis geführt wird. — Die vorliegende Abhandlung zeigt einen Weg, wie die Formeln von Krohn im Rahmen des  $\omega$ -Verfahrens zu benutzen sind.

Im Anschluß hieran wird ein anderer Berechnungsvorschlag einer kritischen Betrachtung unterzogen.

Die „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen“ schreiben für die Berechnung mehrteiliger Druckstäbe aus Flußstahl folgendes vor:

„Bei mehrteiligen Druckstäben darf der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe nicht größer als der des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein. Wird der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe ausnahmsweise größer als 30 gewählt, so ist die Tragfähigkeit des Stabes rechnerisch nachzuweisen (z. B. nach den Verfahren von Engesser, Krohn, Müller-Breslau).“ Ferner:

„Die Abmessungen und Anschlüsse der Vergitterungen oder der Bindebleche sind für eine Querkraft, die gleich 2% der größten Druckkraft des Gesamtstabes ohne Multiplikation mit der Knickzahl  $\omega$  anzunehmen ist, zu berechnen, falls die Querkraft nicht rechnungsmäßig ermittelt wird.“

Praktisch tritt die Notwendigkeit, die Bindeblechentfernung größer als vorgeschrieben zu wählen, sehr häufig auf, aber der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit nach den angegebenen Verfahren macht zur Zeit immer noch Schwierigkeiten.

Wenn es sich gar um den im Hochbau, insbesondere bei Dachkonstruktionen und im Kranbrückenbau, am häufigsten vorkommenden Fall handelt, daß Druckstäbe aus zwei oder mehreren Walzprofilen zusammengesetzt und durch einfache Bindebleche verbunden sind, so fallen die Verfahren von Engesser und Müller-Breslau überhaupt aus und die (weiter unten erläuterte) Endformel von Krohn ist in ihrer jetzigen Form unbrauchbar, wenn man sie unter Einsetzung der in den Hochbauvorschriften gegebenen  $\sigma_k$ -Werte benutzen wollte. Das liegt daran, daß dieses Verfahren mit der Tetmajerschen  $\sigma_k$ -Linie aufs engste verknüpft und in seiner Ableitung mit der amtlichen  $\sigma_k$ -Linie unvereinbar ist.

Wenn also die ministerielle Verfügung eine Nachrechnung nach Krohn ermöglicht, so heißt das: Es kann zum Nachweis der Tragfähigkeit der Einzelstäbe die Tetmajersche Gleichung für  $\sigma_k$  zu Hilfe genommen werden.

Es ist im folgenden versucht, dem Gedankengang des Krohnschen Verfahrens zu folgen und dieses im Rahmen des  $\omega$ -Verfahrens gebrauchsfähig zu machen.

### Bezeichnungen.

- P = Druckkraft in kg,
- P<sub>k</sub> = Knickkraft des gegliederten Stabes,
- P<sub>km</sub> = Knickkraft des gegliederten Stabes bezogen auf seine Materialachse,
- P<sub>k'</sub> = Knickkraft des Einzelstabes,
- $\sigma_{-s}$  = Spannung an der Quetschgrenze,
- ( $\sigma_{kr}$ ) = Knickspannung des gegliederten Stabes in bezug auf seine materialfreie Achse,
- $\sigma_{kr}$  = die gleiche Knickspannung, wobei der gegliederte Stab als vollwandig zu betrachten ist,
- $\sigma_{k'}$  = Knickspannung des Einzelstabes,
- $\lambda_m$  = Schlankheitsgrad des gegliederten Stabes bezüglich der Materialachse,
- $\lambda_f$  = desgl. bezüglich der materialfreien Achse,

- $\lambda'$  = Schlankheitsgrad des Einzelstabes,
- F = Querschnitt des Gesamtstabes,
- F' = Querschnitt des Einzelstabes,
- s<sub>k</sub> = Knicklänge des Gesamtstabes,
- s<sub>k'</sub> = Knicklänge des Einzelstabes,
- $\omega_m$  = Knickzahl bezüglich der Materialachse,
- $\omega_f$  = Knickzahl bezüglich der materialfreien Achse,
- $\omega'$  = Knickzahl des Einzelstabes,
- $\delta$  = maximale Ausbiegung im Augenblick des Bruches,
- J<sub>f</sub> = Trägheitsmoment des Gesamtstabes bezogen auf die materialfreie Achse,
- J<sub>m</sub> = desgl. bezüglich der Materialachse,
- J<sub>min</sub> = kleinstes Trägheitsmoment des Einzelstabes.

Faßt man mit Krohn<sup>1)</sup> und Brik<sup>2)</sup> in der empirischen Tetmajerschen Formel

$$(1) \quad \begin{cases} \sigma_k = 3100 - 11,4 \lambda \\ \sigma_k = \sigma_{-s} - 11,4 \lambda \end{cases}$$

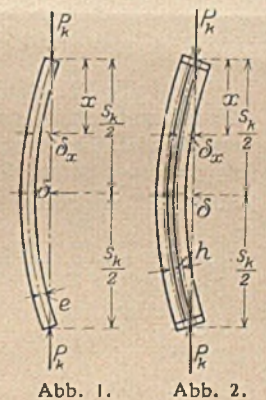
die Spannung 3100 kg/cm<sup>2</sup> als Quetschgrenze und die ideelle Randspannung eines eisernen Druckstabes auf, bei der der Stab seine Knickfestigkeit verliert, so läßt sich die Knickspannung als Schwerpunkts- oder Biege- und Druck beanspruchten Stabes deuten:

$$(2) \quad \frac{P_k}{F} = \sigma_{-s} - \frac{P_k \delta}{W}$$

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F} = \sigma_{-s} - \frac{P_k \delta e}{J_f} \quad (\text{Abb. 1.})$$

Betrachtet man nun in Weiterführung dieses Gedankens einen gegliederten, aus zwei gleichen Einzelstäben mit dem Schwerpunktsabstand h zusammengesetzten Druckstab, so erhält man als Knickkraft eines Einzelstabes:

$$(3) \quad P_k' = \frac{P_k}{2} + \frac{P_k \delta}{h} \quad (\text{Abb. 2.})$$



Die seitliche Ausbiegung  $\delta$  läßt sich aus der Analogie der Gleichungen (1) und (2) ausrechnen.

$$11,4 \lambda = \frac{P_k \delta}{W}$$

$$(4) \quad \delta = \frac{W \cdot 11,4 s_k}{F \sigma_k} = \frac{11,4 s_k}{3100 - 11,4 \lambda_f}$$

Hierbei wird  $W \approx F \cdot h/2$  und  $i \approx h/2$  eingeführt. Man erhält dann für P<sub>k'</sub>:

$$(5) \quad P_k' = \frac{P_k}{2} \cdot \frac{3100}{3100 - 11,4 \lambda_f}$$

Oder allgemein:

$$(6) \quad P' = P \frac{136}{272 - \lambda_f}$$

<sup>1)</sup> Knickfestigkeit, Berlin 1923.

<sup>2)</sup> Eisenbau, 1911, Seite 328.

Indem man Gleichung (5) durch  $F' = F/2$  dividiert, kommt man zu der Endformel von Krohn:

$$(7) \quad (\sigma_{kl}) = \sigma_{kl} \frac{\sigma_k'}{\sigma_{-s}}$$

Würde man versuchen, diese Formel (7) im Rahmen der Hochbaubestimmungen zu benutzen, so würde man zu dem sicher unrichtigen Resultat kommen, daß die Knickfestigkeit eines gegliederten Stabes so groß wie die eines Vollwandstabes ist, solange  $\lambda'$  kleiner als 60 ist. In diesem Falle wird nämlich  $\frac{\sigma_k'}{\sigma_{-s}} = 1$ . Das Resultat würde der Forderung der Hochbauvorschriften, daß  $\lambda' \leq 30$  sein soll, ihre Berechtigung entziehen.

Außerdem ist die Unrichtigkeit des Resultates zu erkennen aus Gleichung (6): Die ungleiche Kraftverteilung beginnt bereits mit  $\lambda_l = 0$ , infolgedessen muß die Knickfestigkeit des gegliederten Stabes stets geringer sein als die des Vollwandstabes. Wenn nämlich der Gesamtstab eine Schlankheit  $< 60$  hat und der Gesamtquerschnitt ist mit  $\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2$  ansenutzt, so würde der Einzelstab eine Knickspannung  $> 2400$  erhalten.

Um die durch die Tetmajerschen Versuche belegten und zumindest für den unelastischen Bereich zutreffenden Formeln von Krohn auch im Rahmen des  $\omega$ -Verfahrens zu benutzen, geht man daher am sichersten von der Gleichung (6) aus:

$$P_k' = P_k \frac{136}{272 - \lambda_l}$$

Nun ist aber nach Hochbauvorschrift

$$(8) \quad P_k' = \frac{F' \sigma_{zul}}{\omega'}$$

und

$$(9) \quad P_{km} = \frac{2 F' \sigma_{zul}}{\omega_m}$$

Soll der Einzelstab die gleiche Knicksicherheit haben wie der Gesamtstab, so heißt das: Der Einzelstab muß den auf ihn entfallenden Kraftanteil von der Knickkraft des Gesamtstabes  $P_{km}$  mit der seiner Schlankheit zugehörigen Sicherheit aushalten. Das drückt sich in der Gleichung aus:

$$(10) \quad \frac{F' \sigma_{zul}}{\omega'} \geq \frac{2 F' \sigma_{zul}}{\omega_m} \cdot \frac{136}{272 - \lambda_l}$$

Daraus

$$(11) \quad \omega' \leq \omega_m \frac{272 - \lambda_l}{272}$$

Wenn Krohn der Formel (6), die ja nur für den Tetmajerschen Bereich abgeleitet ist, auch für den elastischen Bereich Gültigkeit zuspricht, so gilt dies um so mehr für Gleichung (11), als die Grenze  $\lambda_m = 150$  bei den für Hochbauten und Kranbrücken üblichen Profilzusammensetzungen (zumindest bei Winkelprofilen) Schlankheitsgrade über  $\lambda_l = 125$  fast ausschließt.

Der Rechnungsgang soll an Beispielen erläutert werden:

1.  $P = 30\,200 \text{ kg}, \quad s_k = 200 \text{ cm}.$

Durch Rechnung wird gefunden und gewählt:  $24\,000 \cdot 00 \cdot 9$  mit einem lichten Abstand von 12 mm.

$J_m = 232 \text{ cm}^4$	$F = 31 \text{ cm}^2$	$F' = 15,5 \text{ cm}^2$
$i_m = 2,74 \text{ cm}$	$i_l = 4,36 \text{ cm}$	$i' = 1,76 \text{ cm}$
$\lambda_m = 73$	$\lambda_l = 45$	
$\omega_m = 1,44$	$\omega_l = 1,16$	

Nachrechnung des Stabes

$$\sigma_{vorh} = \frac{P \omega_m}{F} = \frac{30\,200 \cdot 1,44}{31} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

genügt gerade!

Berechnung von  $s_k'$ .

$$\omega' \leq \omega_m \frac{272 - \lambda_l}{272} = 1,44 \frac{272 - 48}{272} = 1,18$$

Dazu gehört  $\lambda' = 51$ .

Also  $s_k' \leq \lambda' i' = 51 \cdot 1,76 = 89,5 \text{ cm}$ . Bei zwei Bindeblechen wird  $s_k'$  gewählt = 54 cm.

2.  $P = 17\,000 \text{ kg}, \quad s_k = 800 \text{ cm}.$

Durch Rechnung gefunden und gewählt: 2 I-Eisen 16 mit einem lichten Abstand von 100 mm.

	$F = 48 \text{ cm}^2$	$F' = 24 \text{ cm}^2$
$J_m = 1850 \text{ cm}^4$	$J_l = 2416 \text{ cm}^4$	
$i_m = 6,21 \text{ cm}$	$i_l = 7,1 \text{ cm}$	$i' = 1,89 \text{ cm}$
$\lambda_m = 129$	$\lambda_l = 112$	
$\omega_m = 3,94$		

Nachrechnung des Stabes.

$$\sigma_{vorh} = \frac{P \omega_m}{F} = \frac{17\,000 \cdot 3,94}{48} = 1390 \text{ kg/cm}^2$$

Genügt!

Berechnung von  $s_k'$ .

$$\omega' \leq \omega_m \frac{272 - \lambda_l}{272} = 3,94 \frac{272 - 112}{272} \leq 2,32$$

Dazu gehört  $\lambda' = 99$ .

$$s_k' \leq \lambda' i' = 99 \cdot 1,89 = 187 \text{ cm}$$

Gewählt vier Einzelknicklängen mit  $s_k' = 185 \text{ cm}$ .

Ein ganz ähnlicher Weg wie der bisherige wird zur Ermittlung der Querkräfte eingeschlagen.

$$Q_k = \frac{d M_k}{d x} = \frac{P_k \cdot d \delta_x}{d x}$$

$$(12) \quad \delta_x = \delta \cdot \sin \frac{\pi x}{s_k}$$

$$(13) \quad Q_k = P_k \frac{\pi \delta}{s_k} \cos \frac{\pi x}{s_k}$$

Das Maximum von  $Q_k$  tritt auf, wenn  $\cos \frac{\pi x}{s_k} = 1$ , also bei  $x = 0$  und  $x = s_k$ , und hat die Größe

$$\text{Max } Q_k = P_k \frac{\pi \delta}{s_k}$$

Führt man  $\delta$  nach Gleichung (4) ein, so erhält man:

$$(14) \quad \left\{ \begin{aligned} \text{Max } Q_k &= P_k \frac{\pi}{s_k} \cdot \frac{W (\sigma_{-s} - \sigma_k)}{F \sigma_k} \\ &= \frac{\pi W}{s_k} (\sigma_{-s} - \sigma_k) \end{aligned} \right.$$

Diese Gleichung ist in Verbindung mit den Werten der Hochbauvorschriften unbrauchbar, da sie ähnlich wie Gleichung (7) zu dem widersinnigen Resultat führt, daß bei Schlankheitsgraden unter 60 keine Ausbiegungen und keine Querkräfte auftreten. Es ist daher, ebenso wie in obigem, auf die Tetmajerschen Werte zurückzugreifen. Setzt man diese in Gleichung (14) ein, so erhält man, wenn man gleichzeitig für den aus zwei Walzprofilen zusammengesetzten Stabquerschnitt  $W \approx F' h$  setzt,

$$\text{Max } Q_k = \frac{\pi F' h}{s_k} (3100 - 3100 + 11,4 \lambda)$$

$$\text{Max } Q_k = 71,5 F' \text{ in kg}$$

$$= \frac{F'}{14} \text{ in t.}$$

Dies ist die bekannte Annäherungsgleichung von Krohn.

Dieses  $\text{Max } Q_k$  tritt auf im Augenblick des Bruches. Wenn also die Querverbindung die gleiche Sicherheit haben soll wie der Gesamtstab, so kann man Zugglieder oder auf Biegung beanspruchte Bindeglieder bis zur Bruchgrenze  $3700 \text{ kg/cm}^2$  ausnutzen. Druckglieder sind dann wie üblich im  $\omega$ -Verfahren zu berechnen, indem man den Gitterstab bis zu der Spannung  $\sigma_k$  ausnutzt.

Ihrer Ableitung gemäß ist diese Annäherungsgleichung nur gültig im unelastischen Tetmajerbereich, also bis zu Schlankheitsgraden  $\lambda_t = 105$ . Man kann aber den Gültigkeitsbereich unbedenklich über den elastischen Bereich ausdehnen, weil die in den Hochbauvorschriften gesetzte Grenze  $\lambda_t \leq 150$  Schlankheitsgrade, wie oben schon erwähnt, von  $\lambda_t > 125$  bei den gebräuchlichen Profilverbindungen fast ausschließt. In den Grenzen  $\lambda_t = 100 + 125$  bildet jedoch die Tetmajergerade noch eine gute Annäherung der Eulerlinie, so daß die errechnete Formel  $\text{Max } Q_k = 71,5 F'$  praktisch allgemeine Gültigkeit beanspruchen kann.

Noch aus einem zweiten Grunde ist die etwas gewaltsam erscheinende Ausdehnung des Gültigkeitsbereiches berechtigt:

Die Hochbauvorschriften verlangen, daß mit einer Querkraft in Höhe von 2% der größten Stabkraft ohne besonderen Nachweis gerechnet werde. Also

$$Q_{\text{Hochb.}} = \frac{2}{100} P$$

Mit dieser Querkraft gerechnet sollen die auf Zug und Biegung beanspruchten Querglieder Spannungen nicht über 1400 haben. Druckglieder werden nach dem  $\omega$ -Verfahren bis  $\sigma_{d \text{ zul}}$  beansprucht.

Führt man Dimensionierungen nach beiden Rechnungsverfahren durch, so ergeben sich nach Krohn größere Querschnitte als nach den Hochbauvorschriften, sobald der Gesamtstab in den elastischen Bereich fällt.

Genau gleiche Querschnitte der Querverbindungen würde man erhalten, wenn bei Zug- und Biegegliedern wäre:

$$\frac{\text{Max } Q_k \text{ (Krohn)}}{3700} = \frac{Q \text{ (Hochb.)}}{1400}$$

$$\frac{71,5 F'}{3700} = \frac{2 P}{100 \cdot 1400}$$

$$\frac{P}{2 F'} = \frac{71,5 \cdot 100 \cdot 1400}{3700 \cdot 2 \cdot 2}$$

Also bei einem  $\sigma_d$  des Gesamtstabes von  $\sigma_d = 678 \text{ kg/cm}^2$ , d. h. bei einem  $\lambda_m = 95$ .

Für Druckglieder gilt im Falle größter Schlankheit der Gitterstäbe, wobei für  $\lambda = 150$  die Knickspannung  $\sigma_k = 921$  und  $\sigma_{d \text{ zul}} = 263 \text{ kg/cm}^2$  wird:

$$\frac{\text{Max } Q_k \text{ (Krohn)}}{\sigma_k} = \frac{\text{Max } Q \text{ (Hochb.)}}{\sigma_{d \text{ zul}}}$$

$$\frac{P}{2 F'} = \frac{71,5 \cdot 100 \cdot 263}{921 \cdot 2 \cdot 2} = 510 \text{ kg/cm}^2$$

Gleiche Querschnitte erhielte man nach beiden Rechnungsarten, wenn im Gesamtstab eine Druckspannung herrschte von

$$\sigma_d = 510 \text{ kg/cm}^2$$

Dieses  $\sigma_d$  entspricht einer Schlankheit von  $\lambda_m = 108$ .

Zusammengefaßt hat diese Rechnung folgende Bedeutung:

Hat ein gegliederter Druckstab bezüglich seiner Materialachse eine Schlankheit von  $\lambda_m \geq 108$ , so würde die Dimensionierung der Bindebleche oder des Gitterwerkes nach Krohn in jedem Falle zu gleichen oder größeren Querschnitten führen als die amtliche Rechnungsweise. Ein Nachweis der Querkraft nach Krohn erübrigt sich daher. Damit wird der an sich berechtigte Einwand, daß die Krohn-Formel für den elastischen Bereich zu große Querkraft ergäbe, ohne Bedeutung.

Die Weiterrechnung erfolgt in der üblichen Weise. Die in Stabachse wirkende Schubkraft  $T$  wird bei zwei gleichen Einzelquerschnitten

$$T = Q \frac{S}{J_f} s_k'$$

wenn  $S$  das statische Moment eines Einzelquerschnittes bedeutet.

$$S \approx F' \frac{h}{2}; \quad J_f \approx F' \frac{h^2}{2}$$

$$\frac{S}{J_f} \approx \frac{1}{h}$$

$$\text{Max } T_k = \text{Max } Q_k \frac{s_k'}{h}$$

Der Rechnungsgang soll an zwei Beispielen erläutert werden:

1.  $P = 30\,200 \text{ kg}, \quad s_k = 200 \text{ cm}.$

Es wurde oben gefunden:

$2 \angle 90 \cdot 90 \cdot 9$  mit 12 mm lichtem Abstand,  
 $F' = 15,5 \text{ cm}^2,$   
 $\lambda_m = 73,$   
 $s_k' = 54 \text{ cm},$   
 $h = 6,28 \text{ cm}.$

Es wird nach Krohn gerechnet, da Stab im unelastischen Bereich:

$$\text{Max } Q_k = 71,5 \cdot 15,5 = 1110 \text{ kg}$$

$$\text{Max } T_k = 1110 \cdot \frac{54}{6,28} = 9540 \text{ kg}$$

$\text{Max } T_k$  wird von zwei Nietquerschnitten  $20 \varnothing$  Niete aufgenommen.

$$\tau = \frac{\text{Max } T_k}{2 \frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

Die Beanspruchung ist zulässig, da  $\text{Max } T_k$  nur im Moment des Ausknickens auftritt, die Niete daher bis zur Bruchgrenze  $0,8 \cdot 3700 = 2960 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht werden können.

2.  $P = 17\,000 \text{ kg}, \quad s_k = 800 \text{ cm}.$

Es wurde oben gefunden:

$2 \square 16$  mit 100 mm lichtem Abstand;  
 $F' = 24 \text{ cm}^2, \quad F = 48 \text{ cm}^2$   
 $s_k' = 185 \text{ cm}, \quad \lambda_m = 129$   
 $h = 13,68 \text{ cm} \quad (\text{Abb. 3})$

Da  $\lambda_m = 129$ , also der Stab im elastischen Bereich, so ist es hier zwecklos, nach Krohn zu rechnen. Nach den Hochbauvorschriften ist

$$Q = \frac{2}{100} P = \frac{2 \cdot 17\,000}{100} = 340 \text{ kg}$$

$$T = Q \frac{s_k' + 7}{h} = 340 \frac{192}{13,68} = 4780 \text{ kg}$$

Das Moment in der Nietfuge eines Bindebleches ist

$$M = \frac{T}{2} \cdot \frac{a}{2} = \frac{4780 \cdot 17}{2 \cdot 2} = 20\,300 \text{ kgcm}$$

Dieses Moment ergibt eine Nietkraft

$$N_h = \frac{M}{e} = \frac{20\,300}{7} = 2900 \text{ kg}$$

und die Schubkraft ergibt eine Nietkraft

$$N_v = \frac{T}{2} = \frac{4780}{4} = 1190 \text{ kg}$$

Die resultierende Beanspruchung eines Nietes ist

$$\tau_{\text{vorh}} = \frac{\sqrt{N_h^2 + N_v^2}}{\frac{\pi d^2}{4}} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Nach Hochbauvorschrift  $\tau_{\text{zul}} = 1166 \text{ kg/cm}^2$ . Daher Vernietung zulässig!

Das Bindeblech ist beansprucht mit

$$M = 20\,300 \text{ kgcm}$$

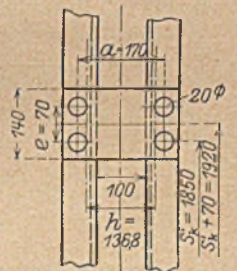


Abb. 3.

In der Nietfrage ist für ein Bindeblech

$$J = 1,42 \text{ cm}^4, W = 20,3 \text{ cm}^3 \text{ und } F_{\text{netto}} = 8 \text{ cm}^2$$

$$\sigma' = \frac{M}{W} = \frac{20 \cdot 300}{20,3} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{F_{\text{netto}}} = \frac{4780}{2 \cdot 8} = 299 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 0,35 \sigma' + 0,65 \sqrt{\sigma'^2 + 4 (\alpha_0 \tau)^2} = 1107 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Daher zulässig!

Eine Rechnung nach Krohn würde für die Niete eine Schubbeanspruchung von  $\tau = 5040 \text{ kg/cm}^2$  und für das Bindeblech eine ideale Biegebeanspruchung von  $\sigma_1 = 5590 \text{ kg/cm}^2$  ergeben. Beide Beanspruchungen liegen über der Bruchfestigkeit, daher müßten größere Bindebleche oder eine kleinere Einzelknicklänge gewählt werden.

In diesem Zusammenhang sei noch auf den Vorschlag von Faust (Bauingenieur 1926, Heft 3) zur Berechnung gegliederter Stäbe in Kürze eingegangen. Der Vorschlag gipfelt in der einfachen Formel

$$\omega' = \frac{\omega_m}{\omega_f}$$

ihre Ableitung ist m. E. jedoch etwas sprunghaft.

Wenn Faust zwischen seiner Gleichung (5) und (6) für den Tetmajerschen Wert  $3100 \text{ kg/cm}^2$  den  $\sigma_{-s}$ -Wert der Hochbau-

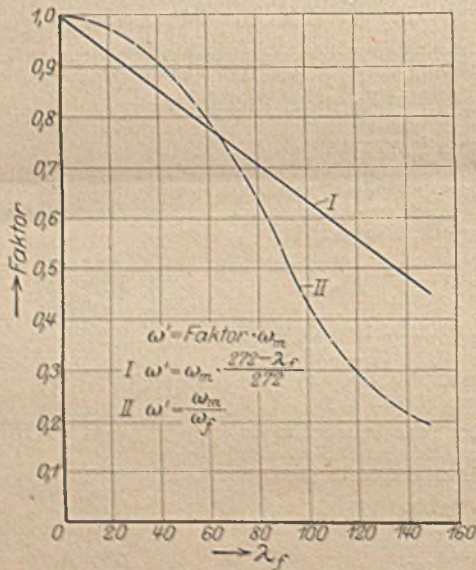


Abb. 4. Die Knickzahl  $\omega'$  des Einzelstabes in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des gegliederten Stabes.

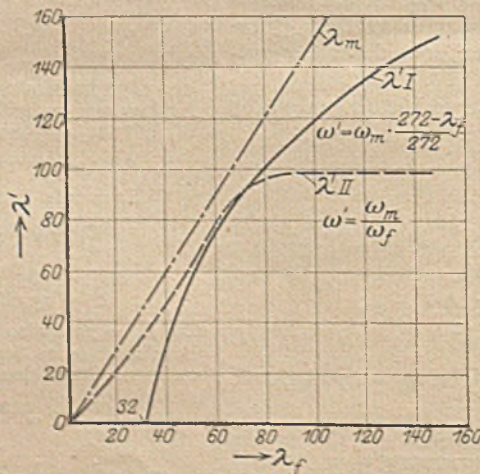


Abb. 5. Beziehung zwischen  $\lambda_m$ ,  $\lambda_f$  und  $\lambda'$  für den Stab 2 L 90 · 90 · 9 mit 12 mm Abstand.

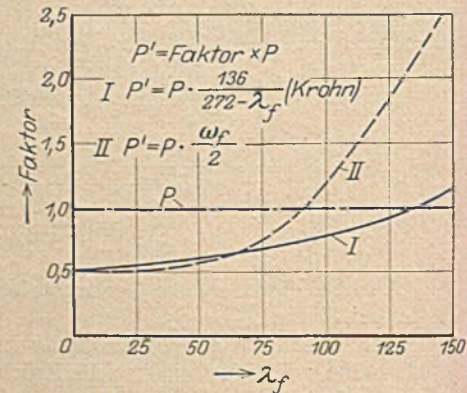


Abb. 6.

vorschriften  $\sigma_{-s} = 2400 \text{ kg/cm}^2$  einführt, so bedeutet das eine unberechtigte Verlegung der Tetmajerschen Geraden und eine Anpassung der Tetmajerversuche an den willkürlicheren Verlauf der amtlichen  $\sigma_k$ -Linie.

Der zweite Sprung liegt m. E. zwischen seiner Gleichung (10) und (11), wo Faust für  $\frac{\sigma_{-s}}{\sigma_{kl}}$  den Wert  $\omega_f$  eingeführt hat statt  $\frac{\omega_0}{\omega_f}$ . Gewiß bedeuten  $v_0$  und  $v_f$  im Sinn der Hoch-

bauvorschriften gleichwertige Sicherheiten, jedoch erscheint mir die Einführung von  $v$  als Konstante in eine mathematische Gleichung bedenklich.

Vergleicht man nun die Ergebnisse von Faust mit denen, die auf Grund der oben entwickelten Formeln erzielt werden, so stellt sich eine nicht geringe Abweichung im Verlauf der  $\omega'$ -Linie und der entsprechenden  $\lambda'$ -Linie in Abhängigkeit von  $\lambda_f$  heraus (siehe Abb. 4 und 5). Die Kurve für  $\omega'$  hat

allgemeine Gültigkeit, die für  $\lambda'$  ist für das erwähnte Beispiel des Stabes aus 2 L 90 · 90 · 9 mit dem lichten Abstand von 12 mm aufgezeichnet.

Prüft man zwar die Sicherheiten nach, so findet man, daß sie bei beiden Verfahren auf der amtlichen  $v$ -Linie liegen, also vollkommen genügen. Dieses Resultat ist durchaus nicht verwunderlich, denn der Einzelstab ist in beiden Fällen einwandfrei im  $\omega$ -Verfahren, also mit den vorgeschriebenen Sicherheiten gerechnet. Der Unterschied der  $\omega'$ - und der  $\lambda'$ -Linien liegt eben darin begründet, daß Faust einen ganz anderen Kraftanteil, der auf den Einzelstab entfällt, der Rechnung zugrundelegt.

Dividiert man mit seiner Endgleichung

$$\omega' = \frac{\omega_m}{\omega_f}$$

die Gleichung

$$\sigma_{zul} F' = \frac{\sigma_{zul} F}{2}$$

so erhält man

$$\frac{\sigma_{zul} F'}{\omega'} = \frac{\sigma_{zul} F \omega_f}{\omega_m \cdot 2}$$

oder

$$P_k' = P_{km} \frac{\omega_f}{2}$$

Dieser Formel steht die von Krohn gegenüber:

$$P_k' = P_{km} \frac{136}{272 - \lambda_f}$$

Faßt man einmal  $\frac{136}{272 - \lambda_f}$  und das andere Mal  $\frac{\omega_f}{2}$  als Faktor auf, so hat man in der Größe dieses Faktors für alle Stäbe den relativen Anteil an der Gesamtkraft in Abhängigkeit von  $\lambda_f$ . Die Größen dieser Faktoren sind in Abb. 6

dargestellt. Die absoluten Größen von  $P'$  für das erwähnte Beispiel gibt Abb. 7 wieder.

Aus diesem letzten Bilde geht auch hervor, weswegen in vorliegendem Beispiel  $\lambda'$  — nach dem eigenen Vorschlag berechnet — für  $\lambda_f$  bis etwa 32 den Wert 0 ergeben muß. Innerhalb dieses Bereiches ist  $P'$  größer als  $\frac{P_{k_0}}{2}$ , die Knickkraft bei  $\lambda_f = 0$ . Zwischen  $\lambda_f = 0$  und  $\lambda_f = 32$  ist es also unmöglich, dem Einzelstab die gleiche Knicksicherheit wie dem Gesamtstab zu geben. Soll der Stab in diesem Schlankheitsbereiche gegliedert sein, so ist er bezüglich der Materialachse überzudimensionieren, wobei der Einzelstab dann zwar genügende Knicksicherheit hat, aber nicht die gleichwertige wie der Gesamtstab.

Im Rechnungsgang stellt sich das folgendermaßen dar: Wenn sich mit Hilfe der Gleichung (11) ein  $\omega' \leq 1$  ergibt, so verlangt der Einzelstab ein größeres Trägheitsmoment als das

gewählte, das im Gesamtstab für die Materialachse gerade genügt. Mit dem neuen Profil ist  $P'$  nach Gleichung (6) zu errechnen und die Spannung des Einzelstabes nachzurechnen.

Dieser zuletzt behandelte Fall kommt nur bei sehr gedungenen Stäben vor und dürfte daher äußerst selten sein. Die Formel (11) wird also bei allen üblichen Ausführungen genügen.

Die Querkräfte berechnet Faust auf dem gleichen Wege wie  $\omega'$ . Es ist also auch hier in der Ableitung (Gleichung (7) und (8), Bauingenieur 1926, Heft 3) durch ein ungleiches  $r$  wie durch eine Konstante dividiert. Faust kommt daher zu einer Endgleichung

$$Q = \frac{W\pi}{s_k} \cdot \frac{P}{F} (\omega_f - 1)$$

Die Gleichung hat eine recht schwerfällige Form und weist erhebliche Unterschiede gegenüber der Krohnschen Formel und den Hochbauvorschriften auf. Würde man die maximalen Querschnitte für das gewählte Beispiel  $2 L 90 \cdot 90 \cdot 9$  mit 12 mm lichtigem Abstand nach den drei Methoden errechnen, so

ergäbe sich bei variablen Knicklängen das Bild der Abb. 8. Hierbei sind die nach Krohn berechneten Werte  $\text{Max } Q_k$  auf  $\text{Max } Q = \text{Max } Q_k \frac{r_{400}}{3700}$  reduziert<sup>1)</sup>.

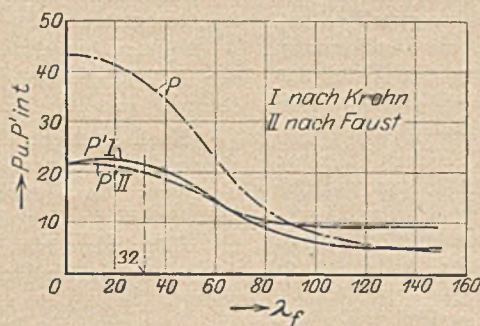


Abb. 7. P und P' für einen Stab aus  $2 L 90 \cdot 90 \cdot 9$  mit 12 mm Abstand.

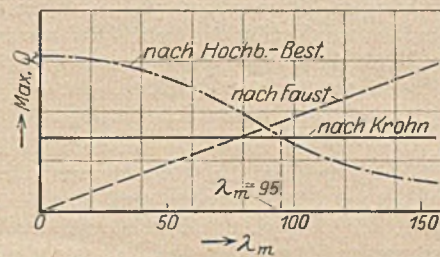


Abb. 8. Vergleich der rechnerischen Querkräfte Max Q für einen Stab  $2 L 90 \cdot 90 \cdot 9$  mit 12 mm lichtigem Abstand.

<sup>1)</sup> Wenn auch die Schriftleitung mit den einzelnen Ausführungen des Verfassers sich nicht einverstanden zu erklären vermag, so hat sie doch geglaubt, den vorstehenden Aufsatz bei der hohen Bedeutung der Knickfrage zum Abdruck und zur Kenntnis weiterer Kreise bringen zu sollen. Die Schriftleitung.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Äußerungen zum Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier in Heft 43, Seite 842, Jahrgang 1926:

Eine zweckmäßige Methode der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke.

Von Ing. Dr. Franz Faltus, Pilsen, Skodawerke, Tschechoslowakische Republik.

**Übersicht.** Zunächst wird das Ergebnis genauerer Untersuchungen über die Auswirkung der unvermeidlichen Fehler bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke mitgeteilt und insbesondere darauf hingewiesen, daß für die Genauigkeit der Berechnung, bei vollständig rechnerisch geführter Untersuchung, die Art der Wahl der Überzähligen gleichgültig ist, hingegen bei graphischen Berechnungsmethoden eine geschickte Wahl von großer Bedeutung ist.

Schließlich wird an einem Beispiel eine allgemeine Methode der Berechnung erläutert, die gestattet, trotz weitgehender Anwendung graphischer Methoden, die unvermeidlichen Fehler in engen Grenzen zu halten. Als Beispiel wurde die in H. 43 Bauing. von Prof. Dr. W. Schachenmeier behandelte Hängebrücke gewählt, so daß die vorliegende Arbeit gleichzeitig eine Ergänzung zu den Ausführungen Prof. Schachenmeiers bildet.

In einer Studie „Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken“ (siehe Heft 43 dieser Zeitschrift) berührt Prof. Dr. W. Schachenmeier, München, auch die Frage der Genauigkeit der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und der zweckmäßigen Wahl der Überzähligen. Das aufgeworfene Thema erscheint uns wichtig genug, um in aller Kürze das Ergebnis eingehender Untersuchungen mitzuteilen und ein vielleicht noch günstigeres Rechenverfahren anzugeben.

Sehen wir von den Fehlern ab, die bei der Auflösung der Elastizitätsgleichungen selbst begangen werden, so ist die Genauigkeit der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke von der Genauigkeit der Ermittlung der verschiedenen Verschiebungen, Biegelinien, Verdrehungen abhängig. Als Maß der Genauigkeit ist nicht der Fehler in %, mit dem die Überzähligen ermittelt wurden, anzusehen, sondern der Fehler, mit welchem schließlich die Biegemomente, Stabkräfte, Inanspruchnahmen der einzelnen Glieder behaftet sind. Es läßt sich beweisen<sup>1)</sup>, daß bei Anwendung durchaus rechnerischer

Verfahren zur Bestimmung der „ $\delta$ “, die Art der Wahl des statisch bestimmten oder unbestimmten Grundsystems für die Genauigkeit des Ergebnisses in hohem Maße gleichgültig ist.

Größere Fehler sind dann zu erwarten, wenn die gesuchten Werte als Differenzen wenig voneinander abweichender, errechneter Größen erscheinen. Es gelingt nun, durch besondere Kunstgriffe die Überzähligen direkt, also ohne Differenzbildung zu erhalten, z. B. nach Müller-Breslau durch besondere Wahl der Überzähligen, aus voneinander unabhängigen Elastizitätsgleichungen. Die Genauigkeit der so ermittelten Größen ist entsprechend höher. Die gefürchteten Differenzen und die mit ihnen verbundenen Fehler treten aber sofort wieder auf, wenn wir an die Berechnung von Momenten und Stabkräften schreiten, so daß in Wirklichkeit kein Gewinn an Genauigkeit zu erzielen ist. Die große Empfindlichkeit gegen kleine zahlenmäßige Abweichungen ist eine Eigenschaft des Tragwerkes und nicht der Berechnungsmethode.

Wesentlich andere Verhältnisse treffen wir an, wenn die Biegelinien graphisch bestimmt werden. Dann können wir annehmen, daß die Fehler  $\Delta$  der Biegekoordinaten konstant sind, d. h. im wesentlichen nur von der Zeichengenauigkeit, nicht aber von der Größe der Biegekoordinaten selbst abhängen. Der Aufbau der Fehlergleichungen zeigt, daß eine größere Genauigkeit der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke zu erwarten ist, wenn 1. die Verschiebungen kleine Werte sind, d. h. die Formänderungen des statisch bestimmten Grundsystems unter Last und Hilfsangriffen klein sind (im Vergleich mit den entsprechenden Werten des unbestimmten Systems), 2. wenn die Überzähligen nicht den Hauptteil der endgültigen Momente liefern, sondern als Korrektionsglieder zu den Momenten des statisch bestimmten Grundfalles treten, 3. wenn die Nennerdeterminante der Elastizitätsgleichungen groß ist.

Es wird sich daher empfehlen, bei Anwendung rechnerischer Verfahren das Grundsystem so zu wählen, daß die zur Aufstellung der Elastizitätsgleichungen nötigen Biegegrößen leicht und übersichtlich ermittelt werden können und auch die Möglichkeit einer einfachen Bestimmung der übrigen Einflußlinien aus den Einflußlinien der Überzähligen in Betracht

<sup>1)</sup> Eine ausführliche Darstellung wird demnächst erscheinen.

zu ziehen und weniger darauf zu achten, eine einfache Lösung der Elastizitätsgleichungen anzustreben. Wie die Erfahrung zeigt, ist die Arbeit, die mit der Berechnung und der Kontrolle der Koeffizienten verbunden ist, wesentlich größer und unständlicher, als die Auflösung selbst mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen. Voraussetzung ist natürlich, daß eine gute Rechenmaschine zur Verfügung steht. Bei zeichnerischer Bestimmung der Koeffizienten ist eine genaue Überlegung der Wahl der Überzähligen wohl am Platze, da der Einfluß der Zeichengenauigkeiten wesentlich herabgesetzt werden kann.

Oft werden aber die unvermeidlichen Zeichenfehler so groß sein, daß auf das elegante und einfache Hilfsmittel der Graphik verzichtet werden muß. An dem Beispiel der Hängebrücke soll nun gezeigt werden, wie auch dann mit graphisch bestimmten Biegelinien das Auslangen gefunden werden kann, ohne große Fehler erwarten zu müssen.

Nach den Gl. (1 e), (2 e), (3 e) des vorerwähnten Aufsatzes Prof. Schachenmeiers ergeben sich die Einflußlinien der Überzähligen als gewisse Differenzen der Biegelinien der Abb. 4 (S. 843). Diese müssen daher sehr genau bestimmt sein, wenn das Ergebnis genau sein soll. Statt die Differenzen von mit verschiedenen Koeffizienten multiplizierten Biegelinien für Belastungen  $X' = 1$  zu ermitteln, können wir nach dem Superpositionsgesetz auch die Biegelinien des Tragwerkes (in unserem Falle eines Trägers auf zwei Stützen) für eine Belastung bestimmen, die den verschiedenen Koeffizienten entspricht. Der Gang der Rechnung ist in unserem Beispiel folgender:

1. Wir wählen das Grundsystem nach praktischen Gesichtspunkten, da die Wahl auf die Genauigkeit der Rechnung keinen Einfluß hat, z. B. also wie in Abb. 1 (S. 842).

2. Wir berechnen (mit Hilfe der Summenformel  $\delta = \sum S \mathcal{E}_r$  oder nach Mohr mit der Simpsonformel als Integrationsbehelf) die Koeffizienten  $\delta_{aa}, \delta_{ab}, \delta_{ac}, \delta_{bb}, \delta_{bc}, \delta_{cc}$  (= 6 Koeff., wenn die Symmetrie der Anlage nicht beachtet wird).

3. Auflösung von drei Gruppen von Elastizitätsgleichungen. Erste Gruppe:

$$\left. \begin{aligned} X' \delta_{aa} + X'' \delta_{ab} + X''' \delta_{ac} + I &= 0 \\ X' \delta_{ab} + X'' \delta_{bb} + X''' \delta_{bc} + 0 &= 0 \\ X' \delta_{ac} + X'' \delta_{bc} + X''' \delta_{cc} + 0 &= 0 \end{aligned} \right\} a)$$

Ergebnis:  $X' = \bar{X}', X'' = \bar{X}'', X''' = \bar{X}'''$

4. Wir belasten das statisch bestimmte Grundsystem mit den Lasten  $\bar{X}', \bar{X}'', \bar{X}'''$  (an den Orten der Überzähligen), bestimmen die Stabkräfte bzw. Momente und daraus graphisch (mittels Williotplan oder als Momentenlinie) die Biegelinie des Trägers für obige Belastung. Diese Biegelinie ist die Einflußlinie für die Überzählige  $X'$  (Abb. 5 a, S. 483), wie man sich durch Einsetzen der Werte nach Gl. a) in die Gl. 8 und 1 e, 2 e (S. 483) leicht überzeugen kann.

In derselben Art erhalten wir die Einflußlinien der Größen  $X''$  und  $X'''$  als Biegelinien für Belastungen  $\bar{X}', \bar{X}'', \bar{X}'''$  bzw.  $\bar{X}', \dots$  die wir durch Auflösung von Gleichungen der Art a) erhalten, in denen die Belastungsglieder entsprechend lauten 0, 1, 0 bzw. 0, 0, 1.

Da die Biegelinien, die wir zu bestimmen haben, schon die endgültigen Ergebnisse bedeuten, so ist für ihre Berechnung ein graphisches Verfahren genügend genau. Wir haben natürlich auch hier die gefährlichen „Differenzen“ nicht umgehen können. Diese wurden aber schon bei der Berechnung der Stabkräfte des statisch bestimmten Grundfalles für die Belastungen  $\bar{X}', \bar{X}'', \dots$  gebildet, also aus Größen, die leicht genau errechnet werden und nicht erst aus ungenau bestimmten Biegegrößen.

Das hier skizzierte Verfahren ist natürlich allgemein anwendbar, es lassen sich auch alle Vereinfachungen, die der Symmetrie des Tragwerkes entspringen, ausnützen.

Zum Abschluß wollen wir noch eine Gegenüberstellung des Arbeitsaufwandes nach der Methode aus Heft 43 und nach der eben angedeuteten anführen. Betrachten wir das Trag-

werk nach Abb. 1 (S. 842) mit drei Zwischenknotenpunkten in den Seitenöffnungen und sieben in der Mittelöffnung, obwohl in der Praxis wesentlich mehr Knotenpunkte zu berücksichtigen sind. Wir haben dann nach der Methode Prof. Schachenmeiers sechs Koeff.  $\delta_{aa} \dots$  und  $3 \times 13$  Koeffizienten  $\delta_{ma}$ , insgesamt also 45 Koeffizienten genau rechnerisch (als  $\sum \mathcal{E}_r$ ) zu berechnen. Die Bestimmung von je 13 Ordinaten der drei Einflußlinien entspricht der Auflösung von 13 Gleichungsgruppen.

Nach unserem Verfahren bestimmen wir nur sechs Koeffizienten  $\delta_{mn}$  rechnerisch mit der Summenformel, lösen nur drei Gruppen von Gleichungen besonders einfacher Bauart auf und ermitteln für drei verschiedene Belastungen graphisch die Biegelinien als Williotpläne. Wir benötigen im ganzen nur sechs Kräftepläne, während vorhin 13 Kräftepläne nötig waren.

**Zur Berechnung der versteiften Hängebrücke.**

Im Heft 43 dieser Zeitschrift empfiehlt Herr Professor Schachenmeier für die Berechnung der dreifach statisch unbestimmten Hängebrücke folgende Wahl der Unbekannten (vgl. Abb. 1):

$$\begin{aligned} X_a &= A + B \\ X_b &= A - B \\ X_c &= \text{Horizontalzug der Kette.} \end{aligned}$$

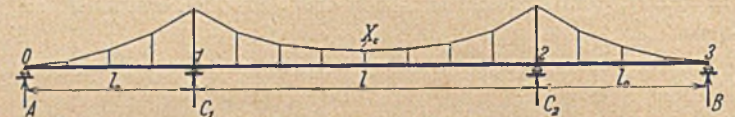


Abb. 1.

Diese bereits von Müller-Breslau bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke mehrfach getroffene Wahl der Unbekannten bewirkt, daß mit Rücksicht auf die Symmetrie des Systems einige Verschiebungswerte  $\delta$  gleich Null werden und daher die Auf-

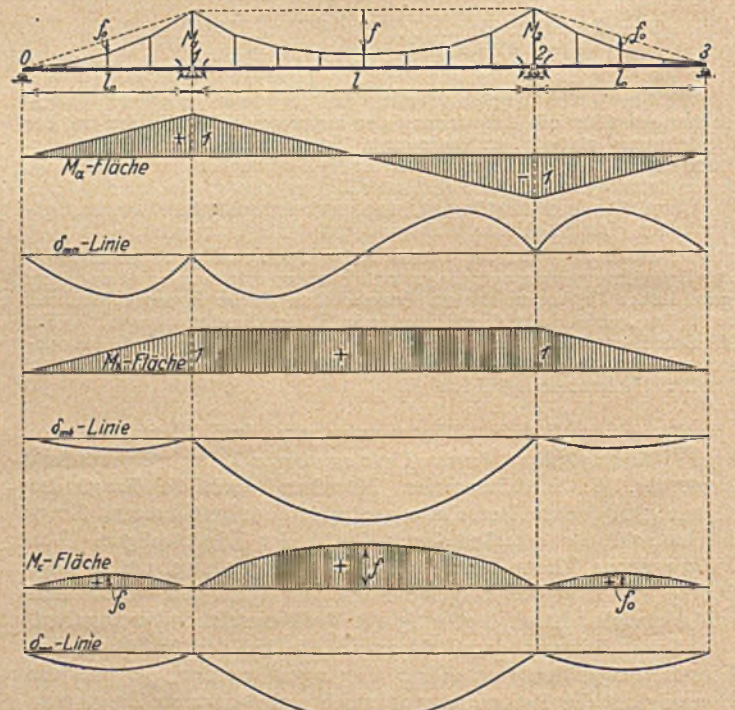


Abb. 2.

lösung der Elastizitätsgleichungen und die Darstellung der Einflußlinien bequem durchgeführt werden kann.

Das statisch bestimmte Hauptsystem (Zustand  $X = 0$ ), für das die Verschiebungswerte  $\delta$  der Elastizitätsgleichungen zu ermitteln sind, ist in diesem Fall ein Balken auf den Stützen  $C_1$  und  $C_2$  mit überkragenden Enden.

In meinen Vorlesungen über Statik pflege ich neben den üblichen Lösungen<sup>1)</sup> auch die folgende Wahl der statisch unbestimmten Größen durchzusprechen, die auf demselben Grundgedanken beruht: Man setzt (Abb. 2)

$$\begin{aligned} X_a &= M_1 - M_2 \\ X_b &= M_1 + M_2 \\ X_c &= \text{Horizontalzug der Kette.} \end{aligned}$$

Bei dieser Wahl der Unbekannten besteht das statisch bestimmte Hauptsystem aus drei einfachen Balken. Aus der Form der M-Flächen nach Abb. 2 ersieht man, daß die Verschiebungen

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = 0 \text{ und } \delta_{ac} = \delta_{ca} = 0$$

werden. Die allgemeinen Elastizitätsgleichungen

$$\begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac} &= Z_a \\ X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} &= Z_b \\ X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} &= Z_c \end{aligned}$$

vereinfachen sich also zu

$$\text{I. } X_a \delta_{aa} = Z_a; \quad \text{II. } \begin{cases} X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} = Z_b \\ X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} = Z_c \end{cases}$$

Sie sind von derselben Form, wie die Gleichungen, die Herr Schachenmeier erhält. Der Vorteil dieses Rechnungsganges besteht darin, daß für die Zustände  $X = 1$  sehr einfache Momentenflächen entstehen, vor allem aber, daß die Verschiebungen nur aus einfachen Balken und nicht an einem Balken mit Kragarmen zu ermitteln sind, was für die praktische Durchführung der Berechnung bequemer sein dürfte.

Nimmt man die Balkenquerschnitte innerhalb der Öffnungen konstant an, wie es ja bei Vorberechnungen üblich ist, so kann man bei der Darstellung der Verschiebungen von den von Müller-Breslau berechneten Zahlen  $\omega$  Gebrauch machen, was die Rechnung wesentlich vereinfacht.

Auch bei Anordnung eines Fachwerkträgers als Versteifungsträger nach Abb. 3 erhält man bei dieser Wahl der Unbekannten drei einfache



Abb. 3.

Balken als statisch bestimmtes Hauptsystem. Denn für den Zustand  $X = 0$  wird  $M_1 = M_2 = 0$  und daher die Spannkraft  $U_1 = U_3 = 0$ , ebenso  $U_2 = U_4 = 0$ .

Darmstadt, im November 1926. Prof. Dr.-Ing. Kammer.

**Erwiderung von Prof. Dr. Schachenmeier.**

Die vorstehend von Herrn Kollegen Kammer angegebene Berechnungsweise gefällt mir ausgezeichnet, und ich halte sie pädagogisch für sehr wertvoll. Für die praktische Zahlenrechnung dagegen, namentlich bei sehr großen Stützweiten, würde ich der von mir angegebenen Lösung doch den Vorzug geben aus folgenden Gründen: Erstens werden die Momentenflächen der Zustände  $X = 1$  noch einfacher als bei Herrn Kammer. Ein großes Stück des Trägers bleibt spannungslos, d. h. die Kräfte  $S'$  werden null, was für Zahlenrechnungen immer eine willkommene Vereinfachung bedeutet. Zweitens aber benötige ich überhaupt nur zwei Biegelinien, während Herr Kammer deren drei braucht. Auch dies ist doch ein nicht zu unterschätzender Vorteil.

Ich benutze gern die Gelegenheit, Herrn Kollegen Kammer für sein verständnisvolles Eingehen auf das Wesentliche meines Aufsatzes bestens zu danken.

Auf die Ausführungen des Herrn Dr. Bohny in Heft 2, Seite 35/36 dieses Jahrganges, aber habe ich mich entschlossen, nicht zu antworten, aus Gründen, die nicht in die Öffentlichkeit gehören.

Zu den Darlegungen des Herrn Dr. Fr. Faltus Seite 101 möchte ich bemerken, daß ich ihnen im großen ganzen — jedoch nicht in allen Einzelheiten — zustimme. — Ein näheres Eingehen darauf möchte ich verschieben bis nach dem Erscheinen der von Herrn Faltus angekündigten ausführlicheren Darstellung.

München, den 16. Dezember 1926.

Dr. W. Schachenmeier.

Anmerkung der Schriftleitung: Es wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß, durch besondere redaktionelle Verhältnisse bedingt, die Veröffentlichung der Entgegnung von Dr. Bohny bereits früher vorgenommen werden mußte und in Heft 2 S. 35/36 erschienen ist.

<sup>1)</sup> Vgl. z. B. Müller-Breslau, Graph. Statik, Band II, I, 1922, S. 161 u. f. sowie II, 2, 1925, S. 269 u. f.

**Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser.**

Bei der Prüfung der Schwindungs- und Spannungsmesser und der vom Preisgericht getroffenen Entscheidung über die Bewertung der eingereichten Apparate wurde Herr Professor Dr.-Ing. Hort von der Technischen Hochschule Berlin als Sachverständiger auf dem Gebiete des Schwingungsmesserverwesens zugezogen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft  
Eisenbahn-Zentralamt  
Bautechnische Abteilung  
Dr.-Ing. Kommerell.

**Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.**

**A. Verzeichnis der zur Bewerbung zugelassenen Meßgeräte.**

Es wurden eingereicht je ein Spannungsmesser von:

1. H. Honegger, Feinmechaniker in Corcelles (Schweiz) — Modell A. Meyer.
2. Rendel, Tritton & Palmer, London — Modell Fereday-Palmer.
3. Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger.
4. Dr. Reutlinger, techn. Physiker, Darmstadt.
5. H. Sürig, Bahnmeister a. D., Hannover und je ein Schwingungsmesser von:

1. Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger.
  2. H. Maihak A.-G., Hamburg.
  3. Dr. Reutlinger, techn. Physiker, Darmstadt, vereinigt mit dem oben bezeichneten Spannungsmesser.
  4. H. Sürig, Bahnmeister a. D., Hannover, vereinigt mit dem oben bezeichneten Spannungsmesser.
  5. Trüb, Täuber & Co., Zürich — Modell de Quervain.
- Insgesamt 8 selbständige Meßgeräte.

**B. Prüfung der Meßgeräte.**

Die Erfüllung der Bedingungen des Preisausschreibens wurde ermittelt hinsichtlich:

- a) der Bauart und Handhabung,
- b) der statischen und dynamischen Wirkung.

Hierzu wurden eingehende Versuche im Laboratorium mit einem eigens dazu geschaffenen Schütteltisch und praktische Erprobungen an einer eisernen Fachwerkbrücke unter dem Einfluß schwerer elektrischer Lokomotiven und einer beweglichen Einzellast vorgenommen.

Insbesondere wurde geprüft: Art der Aufzeichnung, Witterschutz, Fernschalteneinrichtung, Schreibverfahren, Freisein von Reibungswiderständen und Resonanzerscheinungen, Formtreue der Aufzeichnung, Anbringungsmöglichkeit an die Bauglieder, Handhabung und Bedienung.

**C. Ergebnis der Prüfung.**

Das allgemeine Ergebnis der Prüfung war die Feststellung, daß die entscheidenden Anforderungen des Preisausschreibens von keinem der Apparate erfüllt wurden. Deshalb hat das Preisgericht den einstimmigen Beschluß gefaßt, keine Preise zu verteilen.

Das Preisgericht verkennt aber nicht, daß die Preisbewerber durch ihre Beteiligung am Preisausschreiben wesentliche Beiträge zur Weiterentwicklung der Brückenmeßtechnik geliefert haben.

In Anerkennung dieses Umstandes hat sich das Preisgericht entschlossen, entsprechend dem Wert der Arbeit für den technischen Fortschritt den Bewerbern Beträge in Gesamthöhe von 20 000 M. zuzukommen zu lassen. Den Restbetrag der Ausschreibung von 13 000 M. empfiehlt das Preisgericht zur Verbesserung und zum Ankauf geeigneter Meßgeräte zu verwenden.

Von dem Betrage von 20 000 M. sind zuerkannt worden:

dem Spannungsmesser der Firma Rendel, Tritton & Palmer, London, Modell Fereday-Palmer . . . . .	4000 M.
dem Spannungsmesser der Firma Lehmann & Michels, Hamburg, Modell Dr. Geiger . . . . .	3000 „
dem Spannungsmesser der Firma H. Honegger, Corcelles (Schweiz) — Modell A. Meyer . . . . .	3000 „
dem Schwingungsmesser der Firma Lehmann & Michels, Hamburg, Modell Dr. Geiger . . . . .	3000 „
dem Schwingungsmesser der Firma H. Maihak, Hamburg . . . . .	3000 „
dem vereinigten Spannungs- und Schwingungsmesser von Dr. Reutlinger, Darmstadt . . . . .	1500 „
dem vereinigten Spannungs- und Schwingungsmesser von H. Sürig, Hannover . . . . .	1500 „
dem Schwingungsmesser der Firma Trab, Täuber & Co., Zürich, Modell de Quervain . . . . .	1000 „

**D. Veröffentlichung der Prüfverfahren und Ausstellung der Apparate.**

Ausführliche Veröffentlichungen über die unter B aufgeführten Prüfverfahren bleiben vorbehalten. Die eingereichten Meßgeräte wurden in der Zeit vom 10. bis 18. Januar 1927 im Eisenbahnzentralamt, wochentags von 10 bis 3 Uhr, Sonntags von 10 bis 1 Uhr im Zimmer Nr. 129 ausgestellt.

Dr. Zimmermann. Dr. Gehler. Bühler.  
Dr. Saller. Hülsenkamp.

Zellenfangdamm für einen Entnahmehrunnen.

Der Entnahmehrunnen für die Wasserversorgung der Stadt St. Louis aus dem Missouri (vgl. Bauingenieur 1926, Heft 42, S. 810) mit 30 x 38 m Grundfläche bedarf wegen genügender Wassertiefe für die Pumpen auch bei niedrigstem Wasserstande und wegen großer Bodenstärke (3 m) gegen Anfrtrieb bei dem 10 m höheren Höchstwasserstande einer Ausschachtung bis 7,5 m unter Niedrigstwasser und damit einer Umschließung von 13,5 m Höhe, auch wenn diese 6 m über Niedrigstwasser schon aufhört und der Boden darüber weggebaggert

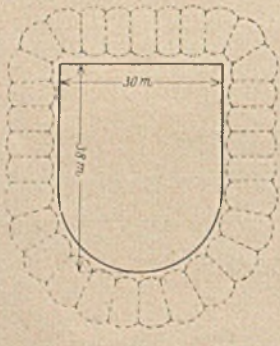


Abb. 1.

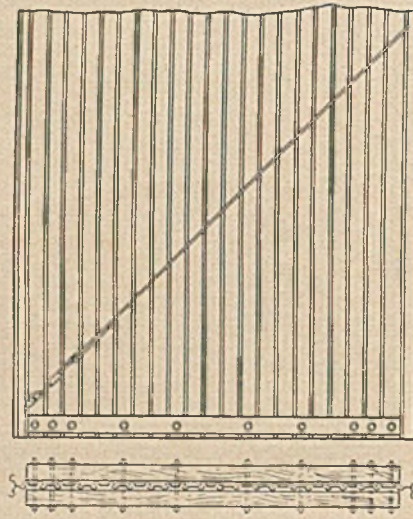


Abb. 2 u. 3.

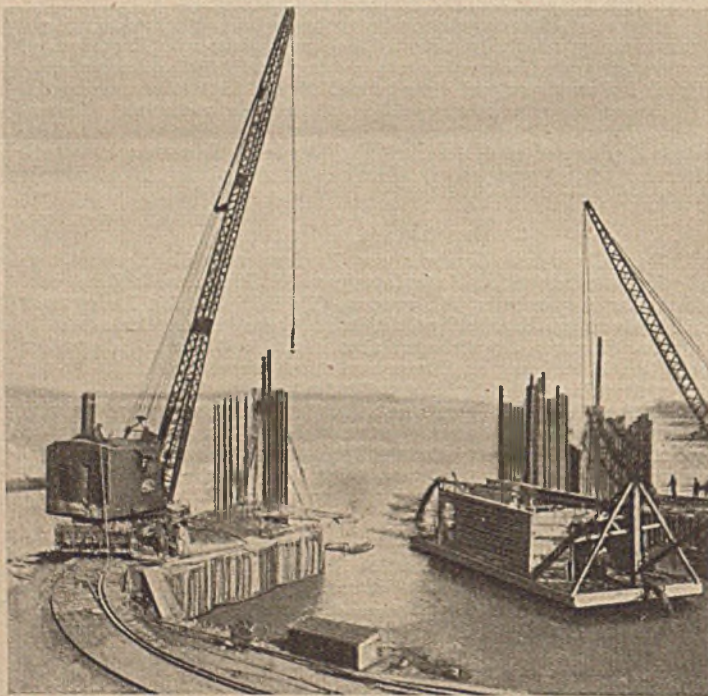


Abb. 5.

wird. Die Umschließung ist deshalb, dem Grundriß des Brunneus angepaßt, aus 30 Zellen (Abb. 1) hergestellt worden, die in den Wandstrecken aus gewöhnlichem Spundwandisen (Abb. 2 u. 3), an den Knotenpunkten aus dreiarmligen Spundwandisen (Abb. 4) zusammengebaut worden sind. Dabei sind die Eckpfähle stets an ihre planmäßige Stelle gebracht und Unregelmäßigkeiten durch Paßstücke ausgeglichen worden. Die Zellen wurden durch einen fahrbaren 30-t- (je 900 kg) Kran mit 30 m langem Ausleger (Abb. 5 links) zu dreien fertiggemacht und mit einer Dampftramme (Abb. 5 rechts) mit sehr raschen Schlägen unter Einspülung eingetrieben. Die Leistung in einer 10stündigen Schicht war 44 Spundwandisen beim Zusammenbauen und 85 beim Eintreiben auf 13 m Tiefe. Im ganzen sind 1666 Spundwandisen gebraucht worden. (Nach John C. Pritchard, Direktor der öffentlichen Arbeiten in St. Louis, im Engineering News-Record vom 27. Mai 1926, S. 862--865 mit 3 Abb.)

Die neuen amerikanischen Zementnormenvorschriften im Vergleich zu den deutschen Normen.

Bei der Begriffserklärung von Portlandzement geben die amerikanischen Vorschriften im Gegensatz zu den deutschen Vorschriften das Verhältnis von Kalk zu den übrigen Bestandteilen nicht an. Hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung stellen die amerikanischen Vorschriften nur folgende Forderungen: Glühverlust nicht über 4,00%, unlöslicher Rückstand nicht mehr als 0,85%, Schwefelsäureanhydrit nicht mehr als 2%, Magnesia nicht mehr als 5%. Bemerkenswert ist, daß in Deutschland die Grenze für Schwefelsäureanhydrit höher gesetzt ist (2 1/2%), während die Grenze für Magnesia mit der amerikanischen Bestimmung übereinstimmt.

Für die Bestimmung der oben angegebenen chemischen Eigenschaften enthalten die amerikanischen Vorschriften einen ausführlichen Analysengang.

Mahlfeinheit: Die Mahlfeinheit des amerikanischen Zementes soll so sein, daß auf dem Sieb Nr. 200 (0,07 mm Maschenweite) kein höherer Rückstand als 22% bleibt. Das Sieb Nr. 200 ist etwas feiner als unser 4900 Maschensieb (0,09 mm). Da in Deutschland bisher lediglich die Grenze für den Rückstand auf dem 900 Maschensieb festgelegt ist, so überwiegen die amerikanischen Vorschriften die Mahlfeinheit etwas schärfer als die deutschen.



Abbindezeit: In Amerika soll ein Zement, mit der Vicatnadel geprüft, nicht eher als 45 Minuten nach dem Anmachen abzubinden beginnen, ein Zeitraum, dem bei den deutschen Vorschriften eine Stunde gegenübersteht. Abb. 4. Die Abbindezeiten werden entweder mit der Vicatnadel oder der Gillmorenadel bestimmt. Für letztere wird als frühester Zeitpunkt des Abbindebeginns 60 Minuten angesetzt. Hervorzuheben ist, daß die amerikanischen Vorschriften für Raumtemperatur und Materialtemperatur 21° C festlegen, d. h. also, den Abbindeversuch bei einer höheren Temperatur als in Deutschland (18° C) vornehmen.

Die Normalkonsistenz des Zementes wird ähnlich, wie es in Deutschland üblich, aber nicht normenmäßig vorgeschrieben ist, mit Hilfe des Pistills von 1 cm Durchmesser festgelegt. Lediglich für das Einsinken dieses Pistills in den Kuchen sind von den unsrigen abweichende Vorschriften gegeben. Die Normalkonsistenz liegt nämlich dann vor, wenn das Pistill in einer halben Minute etwa 10 mm in den Brei einsinkt, während in Deutschland die Normalkonsistenz dann als erreicht angesehen wird, wenn das Pistill 6 mm über dem Boden steckenbleibt.

Raumbeständigkeitsprobe: Der Zement wird auf seine Raumbeständigkeit geprüft, indem ein Kuchen in einen Dampf von 98—100° C während 5 Stunden gelegt wird. Von einer 28 Tage-Raumbeständigkeitsprobe ist in den amerikanischen Bestimmungen nicht die Rede.

Festigkeiten: Die amerikanischen Vorschriften sehen lediglich eine Bestimmung der Zugfestigkeit eines Mörtels von 1 Teil Zement und 3 Teilen Ottawasand vor. Als Mindestfestigkeiten sind festgelegt:

nach 7 Tagen (Lagerung: 1 Tag feuchte Luft 15,8 kg/qcm  
6 Tage Wasser)  
nach 28 Tagen (Lagerung: 1 Tag feuchte Luft 27,8 kg/qcm  
27 Tage Wasser)

Die 7 Tage-Mindestzugfestigkeit ist also etwas höher als die in den alten deutschen Normen festgelegte Mindestfestigkeit von 12 kg/qcm. Die 28 Tage-Zugfestigkeit war in Deutschland bisher nicht festgelegt.

Als besonderen Zusatz geben die amerikanischen Normen noch an, daß die 28 Tage-Zugfestigkeit stets höher als die 7 Tage-Zugfestigkeit sein soll.

Der Wasserzusatz zu den Zugfestigkeitsprobekörpern wird nicht durch den Wasseraustritt nach einer bestimmten Anzahl von Schlägen ermittelt; er ist vielmehr festgelegt in Abhängigkeit von dem Wasseranspruch des reinen Zementes zur Erzielung der Normalkonsistenz, und zwar nach nachstehender Tabelle.

Wasserzusatz in % zum reinen Zement zur Erzielung der Normalkonsistenz	Wasserzusatz zum Mörtel 1 : 3 in %
15 . . . . .	9,0
16 . . . . .	9,2
17 . . . . .	9,3
18 . . . . .	9,5
19 . . . . .	9,7
20 . . . . .	9,8
21 . . . . .	10,0
22 . . . . .	10,2
23 . . . . .	10,3
24 . . . . .	10,5
25 . . . . .	10,7
26 . . . . .	10,8
27 . . . . .	11,0
28 . . . . .	11,2
29 . . . . .	11,3
30 . . . . .	11,5



Vergleicht man diese Wasserzusätze zum Normenmörtel mit den in Deutschland üblichen Zusätzen, so ergibt sich das Folgende:

Bei uns steht einem Wasseranspruch von im Mittel 27% zur Erzielung der Normenzementkonsistenz ein Wasserzusatz von 8,7—9% beim Normenmörtel gegenüber. Da die amerikanischen Vorschriften bei einem Wasserzusatz von 27% zum reinen Zement einen solchen von 11,0% zum Normenmörtel vorschreiben, so hat man es also in Amerika mit einem weicheren Normenmörtel als in Deutschland zu tun, d. h. man hat sich bei der Normenprüfung etwas mehr den Wasserzusätzen in der Praxis genähert. Dies ist bemerkenswert

im Hinblick auf die Stimmen, die auch in Deutschland für ein Verlassen der erdfeuchten Normenkonsistenz sprechen, um in der Praxis verwendeten Wasserzusätzen etwas näherzukommen.

Zu bemerken ist noch die etwas andere Form der Achterkörper in Amerika als in Deutschland, ferner die Beschränkung der Normenfestigkeitsprüfung auf wassergelagerte Körper.

Für die Auswertung der Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfung ist noch die Bestimmung getroffen, daß Einzelergebnisse, die mehr als 15% vom Mittelwert abweichen, bei der Mittelwertbildung außer Berücksichtigung bleiben sollen.  
Dr. Hummel-Karlsruhe.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Die steuerliche Behandlung von Interessengemeinschaften zur Durchführung von Bauten.

Von Dr. jur. Franz Stern, Rechtsanwalt in Berlin.

Wird die Ausführung einer Bauarbeit mehreren Firmen gemeinschaftlich übertragen, so ergibt sich für die beteiligten Firmen die Notwendigkeit, zur Durchführung der übernommenen Arbeiten eine gemeinschaftliche Organisation, eine Interessengemeinschaft, zu schaffen. Der Interessengemeinschaftsvertrag, durch den die wechselseitigen Beziehungen und die Tätigkeitsbereiche der beteiligten Firmen festgelegt werden, schafft eine Gesellschaft bürgerlichen Rechts, eine sogenannte Gelegenheitsgesellschaft. Es taucht nun die Frage auf, ob für die Durchführung dieser Arbeiten sowohl von den beteiligten Firmen wie von der Interessengemeinschaft oder nur von der Interessengemeinschaft bzw. den beteiligten Firmen Steuern (Umsatzsteuer, Gewerbesteuer und Einkommensteuer bzw. Körperschaftssteuer) zu zahlen sind.

1. Umsatzsteuer. Die Frage der Besteuerung von Interessengemeinschaften, welche von mehreren Firmen zur Erreichung eines gemeinsamen Zweckes gebildet werden, ist besonders bei der Umsatzsteuer praktisch geworden. Der Kreis derjenigen Rechtsvorgänge, welche grundsätzlich umsatzsteuerpflichtig sind, ist im § 1, Ziff. 1, Satz 1 des Umsatzsteuergesetzes festgelegt. Hiernach unterliegen der Umsatzsteuer:

„Lieferungen und sonstige Leistungen, die jemand innerhalb der von ihm selbständig ausgeübten gewerblichen oder beruflichen Tätigkeit im Inland gegen Entgelt ausführt.“

Die Frage, ob Interessengemeinschaften umsatzsteuerpflichtig im Sinne der vorerwähnten Gesetzesbestimmung sind, hat den Reichsfinanzhof in mehreren Entscheidungen beschäftigt. Allerdings sind die Tatbestände, die dem Reichsfinanzhof zur Entscheidung vorgelegen haben, von dem hier zur Erörterung stehenden Tatbestand verschieden. In einer Reihe von Fällen, über die der Reichsfinanzhof entschieden hat, hatten sich mehrere Firmen zu einer Interessengemeinschaft zusammengeschlossen und zur Durchführung der Zwecke dieser Interessengemeinschaft eine Gesellschaft mit beschränkter Haftung oder Aktiengesellschaft gegründet. In allen Fällen ist entschieden worden, daß die Aktiengesellschaft oder die Gesellschaft mit beschränkter Haftung nicht umsatzsteuerpflichtig sei, da es bei ihr mit Rücksicht auf die Abhängigkeit von der Interessengemeinschaft an dem für die Umsatzsteuerpflicht erforderlichen Merkmal der Selbständigkeit im Sinne des § 1, Ziff. 1, Satz 1 des Umsatzsteuergesetzes fehle. (Entscheidungen des Reichsfinanzhofs, Bd. 3, S. 290, Bd. 9, S. 146, Bd. 13, S. 146, Bd. 15, S. 312.)

Umsatzsteuerfrei ist also die Lieferung der Interessengemeinschaft an ihre Aktiengesellschaft bzw. G. m. b. H., umsatzsteuerpflichtig dagegen die Lieferung der Einzelfirmen an die Interessengemeinschaft: „Das einzelne Unternehmen liefert an die Gesellschaft des BGB: die Interessengemeinschaft, und diese wiederum durch ihre Angestellte, die G. m. b. H. bzw. die Aktiengesellschaft, an ihre Abnehmer.“ (Entscheidung des Reichsfinanzhofs vom 14. 12. 1925, Sammlung der Entscheidungen, Bd. 18, S. 75 ff.)

Andere Entscheidungen betreffen die Frage der Umsatzsteuerpflicht der Lieferung von Muttergesellschaften an Tochter-

gesellschaften. Die Umsatzsteuerpflicht ist verneint worden, wenn die Tochtergesellschaften nur als Betriebsstätten der Muttergesellschaft anzusehen sind. (Entscheidung des Reichsfinanzhofs vom 21. 7. 1920, Reichssteuerblatt 1920, S. 468, sowie Entscheidungen des Reichsfinanzhofs, Bd. 9, S. 167, Urteil vom 20. 4. 1923, abgedruckt in der Deutschen Steuerzeitung von 1923, S. 319, Urteil vom 14. 12. 1923, abgedruckt in der Deutschen Steuerzeitung 1924, S. 1013.)

Alle diese Entscheidungen betreffen nicht Arbeitsleistungen, sondern Warenlieferungen, und zwar solche, die entweder durch eine besondere von der Gemeinschaft der interessierten Firmen gegründete juristische Person oder von Muttergesellschaften an ihre Tochtergesellschaften geliefert sind. Die in diesen Entscheidungen entwickelten Grundsätze sind daher nicht ohne weiteres auf Gesellschaften bürgerlichen Rechtes anwendbar, zu denen sich mehrere Firmen zwecks einheitlicher Durchführung einer gemeinschaftlich übernommenen Arbeitsleistung zusammengeschlossen haben.

Die Frage, ob Werkleistungen einer von mehreren Firmen gegründeten Organisation, die nur im Interesse der beteiligten Firmen und nach deren Weisungen Leistungen erbringt, steuerpflichtig sind, hat der Reichsfinanzhof in der Entscheidung des 2. Senates vom 16. 11. 1920, abgedruckt im Reichssteuerblatt 1921, S. 7, erörtert. In dem zur Erörterung stehenden Falle handelte es sich um die Steuerpflicht einer Lagerplatz-Betriebs-G. m. b. H., die zwei Großhandelsfirmen zu dem Zwecke des Transportes ihrer Kohlen gegründet hatten. Die Kohlen wurden auf eigenen Wagen der Betriebs-G. m. b. H. gegen Erstattung der baren Aufwendungen durch die beteiligten Firmen und nach deren Weisungen auf den Lagerplatz und von dort zu den Kunden der Firmen gefahren. Die selbständige Steuerpflicht der Betriebs-G. m. b. H. ist bejaht worden, weil die G. m. b. H. mit den Firmen über die einzelnen Transporte und Lagerungen Werkverträge abschließt, deren zweckmäßige Erfüllung ihrer Entschließung im einzelnen Falle unterliegt. Auch sei die G. m. b. H. kein unselbständiges Organ, denn jede der beteiligten Firmen könne in die Dispositionen der anderen hineinreden, die G. m. b. H. sei also keine Unterabteilung des Geschäftes eines jeden Gesellschafters. (In einem gewissen Widerspruch hierzu steht allerdings die Entscheidung des Reichsfinanzhofs vom 29. 10. 1926 V A 676/26, erwähnt in der Deutschen Steuerzeitung vom Dezember 1926: „Der Mangel gewerblicher Selbständigkeit ist nicht unvereinbar damit, daß der Geschäftsherr den Angestellten ein größeres Maß von Bewegungsfreiheiten einräumt. Dies gilt auch für juristische Personen als Angestellte.“)

Auch die oben erwähnte Entscheidung vom 16. 11. 1920 kann daher auf unseren Tatbestand keine Anwendung finden. Denn während in dem Falle der Entscheidung vom 16. 11. 1920 besondere Werkleistungen der G. m. b. H. an die an ihr beteiligten Firmen in Frage stehen, handelt es sich in unserem Falle nur um die eine einheitliche Arbeitsleistung: die Ausführung eines Bauvorhabens durch die Firmen, welche die Arbeit gemeinschaftlich übernommen haben.

Für die Anwendung des Umsatzsteuergesetzes auf Interessengemeinschaften zur Durchführung von Bauarbeiten kommen nun folgende Gesichtspunkte in Betracht:

Schließen sich mehrere Firmen zur gemeinschaftlichen Ausführung einer Bauarbeit zusammen, so liegt nur eine Leistung im Sinne des Umsatzsteuergesetzes vor, nämlich die gemeinschaftliche Leistung der Firmen an den Auftraggeber. Eine Leistung der Einzelfirmen an die Arbeitsgemeinschaft kommt bezüglich der Ausführung der Bauarbeit selbst begrifflich nicht in Frage.

Über den Begriff der „Leistung“ im Sinne des Umsatzsteuergesetzes sagt der Reichsfinanzhof in seinem Urteil vom 10. 11. 1921 VA 102, abgedruckt im Reichssteuerblatt 1922, S. 73: „Der Begriff der Leistung im Sinne des Umsatzsteuergesetzes umfaßt alles, was jemand einem anderen schulden kann; ob die Leistung äußerlich hervortritt, ist unerheblich.“ Wenn auch hiernach der Begriff der Arbeitsleistung im Sinne des Gesetzes sehr umfassend ist, so ist es gleichwohl nicht möglich, neben der gemeinschaftlichen Leistung der Bauarbeiten an den Auftraggeber eine Leistung der einzelnen Firmen an die Interessengemeinschaft zu konstruieren. Denn es wird nur eine einheitliche Leistung, die Bauarbeit, erbracht. Die Arbeitsgemeinschaft ist die Form, unter der die Firmen diese Arbeit gemeinschaftlich erbringen. Ist aber nur eine Leistung vorhanden, dann besteht nur ein umsatzsteuerpflichtiger Vorgang, und die Umsatzsteuer ist nur einmal zu zahlen.

Erbringen allerdings die an der Gemeinschaft beteiligten Firmen besondere Leistungen, z. B. durch Verkauf von Materialien oder Vermietung von Geräten an die Interessengemeinschaft, so sind sie für diese Lieferungen und Leistungen, die begrifflich von der eigentlichen Bauleistung verschieden sind und für die sie von der Interessengemeinschaft als solcher besondere Entgelte erhalten, umsatzsteuerpflichtig.

Steuerschuldnerin ist die Interessengemeinschaft als solche, denn diese erbringt die Leistung, nicht die Einzelfirmen. Fiskalisch bestehen keine Bedenken, die Interessengemeinschaft als Steuerschuldner anzusehen und nicht die Einzelfirmen. Gemäß §§ 84, 89 Reichsabgabenordnung haften zwar die Einzelfirmen dem Steuereinkommen gegenüber für die von der Interessengemeinschaft zu entrichtenden Steuern nur nach Maßgabe der von ihnen verwalteten Mittel (vgl. Entscheidungen des Reichsfinanzhofs Bd. 15 S. 118 und Bd. 18 S. 77); aber diese Mittel sind ja in der Hauptsache gerade die für die Gemeinschaftsarbeitsleistung von dem Auftraggeber gezahlten umsatzsteuerpflichtigen Entgelte. Ein ausreichender Schutz des Steuereinkommens für den Fall der Verteilung dieser Gelder sowie des sonstigen Vermögens der Interessengemeinschaft an die Einzelfirmen vor Zahlung der Steuern ist in § 90 Abs. 1 der Reichsabgabenordnung gegeben: Verfügungsberechtigt für die Interessengemeinschaft sind die Einzelfirmen, die über die Vertretung der Interessengemeinschaft nach außen nach Maßgabe ihrer gemeinschaftlichen Organisation bestimmen. Sie haften daher gemäß § 90 Abs. 1 Reichsabgabenordnung für eine etwaige Verkürzung von Steueransprüchen.

Da die Umsatzsteuer schon mit Rücksicht darauf nur einmal zu zahlen ist, daß nur eine Leistung vorliegt, kommt es hier auf die Frage nicht an, ob die Interessengemeinschaft von den Einzelfirmen oder diese bezüglich der gemeinschaftlichen Arbeit von der Interessengemeinschaft abhängig sind; denn die Umsatzsteuerpflicht entfällt schon dann, wenn bezüglich einer der Beteiligten, in diesem Falle also der Einzelfirmen, auch nur eines derjenigen Merkmale (hier also die selbständige Leistung) nicht vorliegt, die sämtlich vorhanden sein müssen, um die Umsatzsteuerpflicht zu begründen. In den Fällen, die dem Reichsfinanzhof zur Entscheidung vorlagen, war die Frage der Selbständigkeit oder Unselbständigkeit deshalb von Wichtigkeit, weil der Ausgangspunkt der Betrachtung die Tatsache einer Lieferung zwischen den mit einander verbundenen Beteiligten war. In dem hier zur Erörterung stehenden Falle ist aber gerade das Entscheidende, daß unter den miteinander verbundenen Beteiligten eine besondere Lieferung bzw. Leistung nicht stattfindet.

2. Gewerbesteuer. Der Gewerbesteuer unterliegen nach § 1 der preußischen Verordnung über die vorläufige

Neuregelung der Gewerbesteuer in der Fassung der Bekanntmachung vom 6. 5. 1926 (in den übrigen Ländern bestehen entsprechende Vorschriften) die stehenden Gewerbe, zu deren Ausübung eine Betriebsstätte in Preußen unterhalten wird. Als Gewerbebetrieb gilt jede fortgesetzte auf Gewinnerzielung gerichtete selbständige Tätigkeit, die sich als Beteiligung am allgemeinen wirtschaftlichen Verkehr darstellt. Die Interessengemeinschaft ist kein „stehendes Gewerbe“ im Sinne dieser Bestimmung; denn ihre Tätigkeit besteht nur in der Ausführung einer einzelnen Bauarbeit, ohne daß die Absicht besteht, weitere derartige Handlungen bei sich bietender Gelegenheit in der Zukunft zu wiederholen (vgl. Entscheidungen des preußischen Oberverwaltungsgerichts in Staatssteuersachen Bd. 9 S. 128 und Bd. 10 S. 383). Allerdings sind Bauausführungen, welche die Dauer von 12 Monaten überschreiten, gewerbsteuerpflichtig, so daß die Frage auftaucht, ob eine Gewerbesteuerpflicht dann besteht, wenn der von der Interessengemeinschaft übernommene Bau die Dauer von 12 Monaten überschreitet. Die Frage ist zu verneinen, denn Bauausführungen welche die Dauer von 12 Monaten überschreiten, sind nur insoweit gewerbsteuerpflichtig, als sie Betriebsstätten eines stehenden Gewerbes sind. Die Interessengemeinschaft hat aber, wie oben dargetan, kein stehendes Gewerbe.

Hiernach besteht auch bezüglich der Bauausführungen, welche die Dauer von 12 Monaten überschreiten, keine Gewerbesteuerpflicht der Interessengemeinschaft, sondern nur der einzelnen Unternehmungen, und zwar nach Maßgabe des auf ihren Anteil entfallenden Gewerbekapitals und -ertrages, sowie der auf ihren Anteil zu zahlenden Lohnsummen. Hat die Interessengemeinschaft gemeinschaftliche Gegenstände angeschafft und gemeinschaftliche Forderungen, so ist Gewerbekapital der einzelnen Firmen der ihnen zustehende Eigentumsanteil bzw. der ihnen zustehende Anteil an der Forderung.

3. Einkommensteuer bzw. Körperschaftsteuer. Die Interessengemeinschaft ist nicht selbständig körperschaftsteuerpflichtig. Wenn man sie auch als nicht rechtsfähige Personenvereinigung im Sinne des § 6 des Körperschaftsteuergesetzes anzusehen hat, so ist sie gleichwohl nicht steuerpflichtig, da ihr Einkommen nach dem Körperschaftsteuergesetz bzw. nach dem Einkommensteuergesetz unmittelbar bei den beteiligten Firmen steuerbar ist.

Die Interessengemeinschaft ist nicht ins Leben gerufen worden, um eine gemeinschaftliche Organisation für den Erwerb von Einkommen zu schaffen, sondern ausschließlich zu dem Zwecke, die gemeinschaftliche Durchführung einer Arbeitsleistung zu erleichtern. Sie ist daher kein selbständiges Wirtschaftszentrum, sondern eine mit Rücksicht auf den Zusammenschluß zur Arbeit notwendig gewordene Verteilungsstelle für das Einkommen der Beteiligten. Nur diese sind daher die Einkommensbezieher, nicht dagegen die Interessengemeinschaft (vgl. Fuchs Handkommentar zum Körperschaftsteuergesetz Bem. II zu § 6).

Zur Arbeitsmarktlage. Die Verschlechterung des Arbeitsmarktes hielt weiter an, das Anwachsen der Zahl der Arbeitsuchenden erreichte in der zweiten Dezemberhälfte den stärksten Grad. Von den Arbeitsnachweisen wurden am Jahresende 2,4 Millionen Arbeitsuchende gemeldet gegenüber 2 Millionen Mitte Dezember. Mitte Januar dürfte die jemals erreichte Höchstzahl von 2,5 Millionen (Februar/März 1926) bereits überschritten worden sein. Den stärksten Anteil an den Entlassungen hatte neben der Landwirtschaft das Baugewerbe. Die Zahl der arbeitsuchenden Bauarbeiter stieg von 142 000 am 16. Dezember auf 219 000 am 31. Dezember. Für Mitte Januar kann demnach mit einer halben Million arbeitsloser Bauarbeiter — darunter etwa die Hälfte Facharbeiter — gerechnet werden. Auch diese Zahl entspricht ungefähr dem jemals zuvor erreichten Höchststand vom Februar vorigen Jahres. Am größten ist die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe in Ostpreußen, für das der Baugewerksbund am 10. Januar 83% seiner Mitglieder als arbeitslos meldete, ferner in Thüringen, Württemberg, Niederbayern, Pommern und Schlesien (mit 55 bis 60%).

Großhandelsindexziffer (1913 = 100).

	28. 12.	5. 1.	12. 1.	19. 1.	26. 1.
Baustoffe .....	148.9	148.9	149.0	149.3	149.9
Gesamtindex ..	137.1	136.5	135.7	136.0	135.9

**Gesetze, Verordnungen, Erlasse.**

(Abgeschlossen am 28. Januar.)

Fünfte Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 12. Januar 1927. (RGBl. I S. 41.) Der maßgebliche Reichsbankdiskont ist auf 5% festgesetzt worden.

**Rechtsprechung.**

Tarifliche Schlichtungsstellen dürfen keine einstweiligen Verfügungen erlassen. (Besprochen von Rechtsanwalt Dr. Portner, Leipzig.) Auf dem Werkplatz der Firma X war Streik ausgebrochen, der von der Arbeiterorganisation Y gutgeheißen und geleitet wurde. Der Streik widersprach der Friedenspflicht, die bei tariflicher Regelung von Arbeitsverhältnissen kraft ausdrücklicher Vereinbarung oder als stillschweigend gewollt gilt. (RG. Civ. Bd. 113, S. 197.) Die Firma X verlangte von Y Aufgabe des Streiks und erwirkte bei dem zuständigen Landgericht eine einstweilige Verfügung, über deren Berechtigung im Widerspruchsverfahren zugunsten der Firma X vor dem Land-

gericht und Oberlandesgericht verhandelt wurde. Von Y bestritten wurde u. a. die sachliche Zuständigkeit des ordentlichen Gerichts für eine einstweilige Verfügung, und zwar mit der Behauptung, daß nur die tarifliche Schlichtungsstelle zuständig gewesen sei. Beide Instanzen verneinten diese Auffassung. Es sei unzulässig, daß eine Schlichtungsstelle sich mit Arresten oder einstweiligen Verfügungen befasse. Das gelte auch für die durch Tarifverträge vereinbarten Schlichtungsstellen trotz ihres behördenähnlichen Charakters. Wo der Gesetzgeber anderen als den ordentlichen Gerichten die streitige Zuständigkeit hat einräumen wollen, hat er dies ausdrücklich bestimmt. (Gewerbegerichte, § 57, Abs. 4; Kaufmannsgerichte, § 16 Abs. 1; Arbeitsgerichte und arbeitsgerichtliche Kammern der Schlichtungsausschüsse, § 4 Abs. 1 Ver. Ogd. z. Ausf. der Ver. Ogd. über das Schlichtungswesen v. 10. Dez. 1923, RGBl. I S. 1191). Für die tariflichen Schlichtungsstellen besteht aber eine solche Gesetzesbestimmung nicht. (OLG Dresden, 20. Okt. 1926, 3 C Reg. 240/26 — LG Leipzig, 20. Mai 1926, 10 C Ar. 65/26).

**PATENTBERICHT.**

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

**A. Bekanntgemachte Anmeldungen.**

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 30. Dezember 1926.
- Kl. 4 c, Gr. 35. A 46 597. Aktiengesellschaft, vormals Skodawerke in Pilsen, Prag II; Vertr.: O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Wasserloser Gasbehälter. 16. XII. 25. Tschechoslowakische Republik 9. X. 25.
  - Kl. 19 a, Gr. 10. K 93 136. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten mit in Aussparungen der Holzschwelle versenkt liegenden Schraubenbolzen. 26. II. 25.
  - Kl. 19 c, Gr. 8. St 38 785. Fa. Straßenwalzen-Betrieb vorm. H. Reifenrath, G. m. b. H., Niederlahnstein. Dampfstraßenwalze. 3. XII. 24.
  - Kl. 20 c, Gr. 17. W 73 449. Wilhelm Wurl, Berlin-Weißensee, Roelckestr. 70—73. Einrichtung zum Verhüten des Aufeinanderschiebens von Eisenbahnwagen bei Zusammenstoßen. 21. VIII. 26.
  - Kl. 20 i, Gr. 35. K 94 862. Fa. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg. Vorrichtung zum Verhüten des Überfahrens von Haltsignalen und zur Betriebsüberwachung der Lokomotive. 4. VII. 25.
  - Kl. 20 k, Gr. 9. T 31 167. Konrad Täuber, München, Elisenstr. 3. Vorrichtung zum selbsttätigen Festhalten des Nachspanngewichts eines Fahrdrabtes bei Drahtbruch. 8. XII. 25.
  - Kl. 37 a, Gr. 2. P 49 951. Theodor Pfliegler, Wien; Vertr.: O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schräggewölbe. 4. III. 25. Österreich 7. III. 24.
  - Kl. 37 b, Gr. 5. P 49 642. Wilhelm Plogstert, Duisburg, Sternbuschweg 40. Doppelschwabenschwanzförmiger Dübel zur Verbindung von aneinander liegenden Bauteilen. 30. I. 25.
  - Kl. 80 a, Gr. 7. J 24 237. Philip Denis Jonides, Ipswich, Engl., u. Ramsome Machinery Comp. (1920) Ltd., London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. H. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischtrommel mit kegelförmigen Oberteil, einer diesem sich anschließenden Ringwand und einem mit sanfter Krümmung in die Ringwand und in eine Bodenlagerhülse übergehenden, mit Mischrippen versehenen Boden. 10. XII. 23.
  - Kl. 80 a, Gr. 14. O 14 123. Heinrich Ochs, Andernach a. Rhein. Stampfmaschine zur Herstellung von Schwemmsteinen oder sonstigen Kunststeinen, bei welcher die Formlinge ohne Verwendung von Unterlagbrettern unmittelbar auf den Erdboden abgesetzt werden. 5. III. 24.
  - Kl. 80 a, Gr. 34. L 61 976. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr.: O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertam, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren, um mit Asphalt oder dergl. überzogene Rohre aus Zement, Beton oder dergl. miteinander zu verbinden. 17. XII. 24. Frankreich 21. X. 24.

- Kl. 80 b, Gr. 1. H 104 103. Jakob Adolf Hermann, Offenbach a. M., Bernardstr. 102. Verfahren zur Herstellung von Zementmassen, insbesondere für Wandverputz; Zns. z. Pat. 426 621. 2. XI. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 48 251. ATG. Allgemeine Transportanlagen. Ges. m. b. H., Leipzig. Verfahren zum Abräumen von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen. 10. VII. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 127. B 120 446. Friedrich Brennecke, Borna b. L. Förderbrücke für Abraumbewegung in Braunkohlentagebauen. 20. VI. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 136. C 38 536. Carlshütte Akt.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenbau, Waldenburg-Altwasser, Schles. Vorrichtung zur Entnahme des Schüttgutes aus Bunkern. 26. VII. 26.
- Kl. 84 a, Gr. 3. B 106 515. Dipl.-Ing. Adolf Beutel, Neckargmünd. Walzenwehr. 21. IX. 22.

**B. Erteilte Patente.**

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 30. Dezember 1926.
- Kl. 19 a, Gr. 8. 439 467. Alex Kümmel, Lünen. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mit einer mit Zacken durch die Aussparungen in der Unterlegplatte in der Holzschwelle greifende Klemmplatte. 17. III. 23. K 85 266.
  - Kl. 20 g, Gr. 1. 439 469. Fa. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. Kletterdrehscheibe. 26. XI. 25. E 33 369.
  - Kl. 20 g, Gr. 1. 439 501. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Gelenkdrehscheibe. 27. VII. 24. M 85 805.
  - Kl. 35 b, Gr. 1. 439 477. Lauchhammer-Rheinmetall-Akt.-Ges., Berlin. Verladeeinrichtung mit verfahrbaren, schräg einstellbaren Verladebrücken. 21. V. 25. L 63 217.
  - Kl. 37 f, Gr. 7. 439 554. Fa. Koch & Kienzle, Dr.-Ingenieure, Berlin. Rampenanlage für mehrstöckige Krafthäuser. 1. VI. 24. K 89 769.
  - Kl. 38 h, Gr. 2. 439 523. Eugen Plank, Kaiserslautern, Blücherstr. 17. Verfahren zur Konservierung von Holz. 6. XI. 25. P 51 454.
  - Kl. 42 a, Gr. 1. 439 555. Adam Frey, Stuttgart, Scheffelstr. 29. Zeichen- und Meßzirkel. 25. X. 25. F 60 123.
  - Kl. 80 b, Gr. 9. 439 585. Cornelius Pickstone, Radcliffe, Lancaster, England; Vertr.: Pat.-Anwälte K. Osius u. Dr. A. Zehden, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse. 13. V. 25. P 50 482. England 31. VII. 24 bzw. 20. I. 25.
  - Kl. 80 b, Gr. 23. 439 586. Martin Harnisch, Görlitz, Birkenbüschchen 1069 b. Verfahren zum Glasieren von Zementwaren, besonders Asbestzementschiefer u. dgl. 24. VI. 26. H 107 061.
  - Kl. 81 c, Gr. 6. 439 536. Leo Pfeiffer, München, Clemensstr. 18. Dreischenkiger Profilstab aus Metall zur Herstellung der Verbindung zwischen Boden und Mantel von metallenen Behältern. 17. VI. 24. P 48 275.

**BÜCHERBESPRECHUNGEN.**

Handbuch für Eisenbetonbau. Dritte neubearbeitete Auflage. Herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger, Oberbaurat in Wien. Vierter Band: Wasserbau und verwandte Anwendungen. Bearbeitet von O. Lienau, E. Marquardt, F. W. Otto Schulze und B. Kreßner. XVI, 489 S. Mit 1200 Textabldg. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. 1926. Preis geb. RM 36.—, geb. RM 39.—.

Die Neubearbeitung des Bandes Wasserbau hat als Bearbeiter die früheren bewährten Mitarbeiter beibehalten.

Das 1. Kapitel über Uferbefestigungen stammt von dem bekannten Wasserbaufachmann Prof. Dr. Schulze, Danzig, unter Mitarbeit des Konstruktionsassistenten Kreßner, der auch an den folgenden Kapiteln, die der Bearbeitung von Schulze unterlagen, mitgearbeitet hat. In dem Kapitel über Uferbefestigungen sind neben den Befestigungen an Kanälen, Flüssen und an der See auch die zu den Uferbefestigungen in Häfen gehörigen Kaimauern, Landungsbrücken usw. eingereicht.

Das 2. und 3. Kapitel über Schleusen und Wehre ist aus einer früheren Bearbeitung bekannt und hat wertvolle Ergänzungen erhalten.

Das 4. Kapitel über Talsperren ist von dem Stadtbaurat in München, Dr.-Ing. Marquardt, neu bearbeitet und erweitert worden. Erfreulich ist, daß der Verfasser weitgehendst alle neueren Bauwerke, die auf diesem Gebiete in den letzten Jahren entstanden sind, mit berücksichtigt hat. Er hat dabei durch sorgfältiges Studium der Literatur eine gute Auswahl aller neueren Bauarten für Talsperren, sowohl für Vollmauern als auch für aufgelöste Eisenbetontalsperren, getroffen und ist dabei nicht einseitig geblieben. Die Bearbeitung des Kapitels über Talsperrenbau gehört zu den bestbearbeiteten Abschnitten des Handbuchs für Eisenbetonbau. Hierbei sei noch darauf hingewiesen, daß ein besonderer kleiner Abschnitt den Entlastungsüberfällen gewidmet ist. Eine Zusammenstellung bemerkenswerter Talsperren am Schluß des Kapitels ist von besonderem Interesse.

Das 5. Kapitel Leuchttürme, Leuchtbalken und Hellinge unterlag wie die ersten Kapitel der Bearbeitung von Schulze und Krebner. Es bedarf wohl keines Hinweises, daß diese Abschnitte dem Fachmann als Nachschlagebuch besonders wertvoll sind.

Das letzte Kapitel über Schiffe und Schwimmkörper ist von dem Schiffbau-Professor Lienau von Danzig bearbeitet worden. Das Kapitel ist historisch besonders wertvoll, soweit es sich um den Schiffbau handelt. Von Interesse für den Konstrukteur sind die Abschnitte über Schwimmdocks und über Bauvorschriften, die Lebensdauer sowie Bau- und Betriebskosten der Werftanlagen für Eisenbetonschiffe.

Nicht unerwähnt bleibe das Sach- und Namensverzeichnis am Schluß des Handbuchs, das von Geh. Rat Laskus wie bisher in umsichtiger Weise bearbeitet wurde.

Die neue Auflage des Bandes „Wasserbau“ im Handbuch für Eisenbetonbau kann dem Konstrukteur und dem Studierenden wegen des wertvollen und gut gesichteten Materials besonders empfohlen werden. E. P.

L. Quantz, Wasserkraftmaschinen, Eine Einführung in Wesen, Bau und Berechnung von Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen. 6. erweit. und verb. Aufl. 164 S. m. 207 Textabb. Julius Springer, Berlin 1926. Preis geh. RM 4,80.

Das mir bisher nicht bekannte Buch von Quantz nahm ich mit dem Gefühl zur Hand, daß ein in kurzer Zeit in 6 Auflagen herausgebrachtes Werk doch kaum eines Befürworters bedarf. Das Werkchen soll als „Einführung“ in den neuzeitlichen Turbinenbau gelten. Und soweit es sich mit Fragen des Turbinenbaues allein befaßt, glaube ich, daß man sich wohl mit dem Gebotenen angesichts des Gesamtcharakters des Buches einverstanden erklären kann, wenn auch einige Erscheinungen, die beim Bau und Betrieb neuzeitlicher, besonders schnellläufiger Turbinenanlagen eine sehr wichtige Rolle spielen, entweder unerwähnt geblieben oder nur sehr kurz behandelt worden sind. Dazu rechne ich z. B. die wichtige Frage der Kavitation in Abhängigkeit von der Drehzahl, Fragen der Saugrohrausbildung, die besonders den Bauingenieur interessieren, Fragen der Regelung von Wasserkraftanlagen an sich, bei denen es in einer Einführung in ein derart wichtiges Arbeitsgebiet nicht genügt, lediglich die Kenntnis des Schemas normaler Reglereinrichtungen zu vermitteln, es hätte m. E. mindestens ein Überblick über die grundsätzlichen Forderungen ge-

geben werden müssen, die man heute an die Regelung von Wasserkraftwerken unter ihren verschiedenen Betriebsbedingungen stellen muß.

Weniger aber hat mich der I. Abschnitt über Wasserkraftanlagen selbst befriedigt. Die Übersicht darüber ist nicht so, daß der Turbineningenieur durch sie einen einwandfrei zutreffenden Einblick in die bauingenieurtechnischen Aufgaben erhält; noch weniger aber kann sie den Anforderungen des Bauingenieurs selbst genügen.

Ich verkenne durchaus nicht die Schwierigkeiten einer derartigen Darstellung von Grenzgebieten, sie hätten sich aber doch in vielen zur Beanstandung Anlaß gebenden Fällen recht leicht vermeiden lassen, wenn ein Bauingenieur-Fachmann bei der Abfassung mitgewirkt hätte. So werden in an der Oberfläche bleibender zu allgemeiner Fassung, die außerdem oft genug zu geringer Schärfe des Ausdrucks verleitet, lediglich Einzel Tatsachen aneinandergereiht, ohne daß man in die ursächlichen Zusammenhänge der Dinge und ihre gegenseitige Bedingtheit eingeführt wird (s. S. 2—6). Das zeigt sich z. B. bei der S. 5 skizzierten Aufgabe, bei der Verfasser übersieht, daß nicht die einseitige Forderung nach höchstem Nutzgefälle oder was gleichbedeutend ist, nach möglichst geringem Grabengefälle = geringer Fließgeschwindigkeit ausschlaggebend sind für die Anordnung von Graben- und Kanalanlagen, sondern wesentlich wirtschaftliche Überlegungen.

Der folgende Abschnitt über Wassermessung ist ebenfalls recht dürftig, die S. 7 angeschriebene r. Formel kann leicht zu Irrtümern Anlaß geben, da wir sie stets in der Form

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

zu lesen pflegen. Auch hätte erwähnt werden müssen, das eine Vernachlässigung der Geschwindigkeit des zufließenden Wassers vielfach nicht zulässig ist. Die Forderung des Verfassers (S. 10), daß Messungen an größeren Flüssen stets rasch aufeinander oder an mehreren Stellen gleichzeitig erfolgen müssen, ist irreführend und falsch. Abb. 6 und 7 sind veraltet, Abb. 16 (alte Anlage Gersthofen) zeigt eine ausgesprochen unzweckmäßige Grundrißanordnung des Kanaleinlaufes und der Kiesschleuse. Die Abb. 17 (Kykkelsrud am Glommen in Norwegen) zeigt Verhältnisse, wie sie in Deutschland nicht zu finden sind; das dort angewandte Nadelwehr ist für Wasserkraftzwecke völlig ungeeignet.

Die auf S. 17 gegebene Anleitung zur Berechnung offener Wasserzuleitungen ist völlig unzulänglich, wie bereits eingangs angedeutet, denn die Wahl der Geschwindigkeit ist Ergebnis sehr eingehender wirtschaftlicher Überlegungen.

In gleicher Weise lassen die Ausführungen über Schützen und Rechen ein Eindringen des Verfassers in das Arbeitsgebiet vermissen. So ist z. B. die Schützenanlage Wangen (Abb. 36) heute keineswegs mehr mustergültig, ebenso sind die Ausführungen über Rechen (S. 26 unten, S. 27 unten, S. 29 unten) ohne Sachkenntnis. Die wenigen Beispiele ließen sich noch fast beliebig vermehren.

Während so das Werkchen hinsichtlich des turbinentechnischen Teiles dem Bauingenieur wohl empfohlen werden kann, muß er so wohl, wie auch der Belehrung suchende Turbineningenieur, insbesondere der Studierende zur größten Vorsicht und Kritik gegenüber dem Abschnitt „Wasserkraftanlagen“ gemahnt werden.

Heiser, Dresden.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 152 08. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte.

Die neue Vortragsreihe über „Maschine und Handarbeit im Baubetriebe“ wurde am Montag, den 24. Januar 1927, von Privatdozent Dr. Garbotz, Berlin, mit einem Vortrage über das obige Thema eröffnet. Der Vortragende veranschaulichte seine interessanten Ausführungen durch Lichtbilder und Filmstreifen. Der Ausbau der Shannon-Wasserkräfte in Irland stellte an die ausführende Firma, die Siemens-Bauunion, zunächst die Aufgabe der Baueinrichtung in einem entfernten Lande und dabei in möglichst kurzer Frist, da die Bauzeit an sich mit 39 Monaten für das große Werk sehr kurz bemessen ist. Um die Bauarbeiten zu beschleunigen, werden Baummaschinen in einer Vielseitigkeit und einem Umfange verwendet, wie es bisher im Baubetriebe noch nicht üblich war. Für die Einrichtung und die Materialversorgung der Baustelle galt es, ein umfangreiches Umschlag- und Transportwesen zu organisieren. Auf der Baustelle dienten zum Mutterbodenabhub Raupeneimerkettenbagger; mit Löffelbaggern auf Raupen wurden die Hecken, Sträucher und sogar Bäume beseitigt. Mit diesen Arten von Maschinen mußten 695 000 m<sup>2</sup> Mutterboden beseitigt werden. Beim Aufschütten der Dämme wurden völlig neuartige Maschinen verwendet, die für das Abwerfen der gewonnenen Erde bis zu 18 m Höhe an jeder beliebigen Stelle eingerichtet waren. Als Antriebsmittel für die auf der Baustelle verwandten Ma-

schinen dienen Rohölmotoren oder elektrische Energie, letztere in einem eigenen Baukraftwerk von 4500 PS erzeugt.

Ein ausführlicher Bericht über die Vorträge wird vom Verfasser und von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen demnächst veröffentlicht werden.

### Mitgliedsbeitrag für 1927.

Wir bitten unsere Mitglieder um die Einsendung des Jahresbeitrages für 1927. Der Beitrag beträgt wie im Vorjahre: RM. 8,— jährlich für Mitglieder, die gleichzeitig Mitglieder des VDI sind, RM. 6,—, für Junioren RM. 3,—. Es wird im Interesse einer geregelten Geschäftsführung um möglichst baldige Einzahlung auf Postscheckkonto Berlin 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gebeten.

### Werbt Mitglieder.

Wir bitten unsere Mitglieder, für unsere Gesellschaft in ihren Bekanntenkreisen zu werben. Neu hinzutretende Mitglieder können gegen einen Zuschlag auf den diesjährigen Jahresbeitrag vorläufig noch das „Jahrbuch 1926“ und das Buch „Rationalisierungsprobleme im Bauwesen“ nachgeliefert erhalten. Die Mitglieder erhalten die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ bei Bestellung durch die Gesellschaft zu einem gegenüber dem Ladenpreis um 25% ermäßigten Vorzugspreis.